

STATISCHE UND DYNAMISCHE
HAFTZUGFESTIGKEIT
VON
STAHLFASERBETONSCHICHTEN

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. J. Günther

November 1988

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Gefördert von der Deutschen Bundesbahn

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Vorbemerkungen	1
2. Zielsetzung der Versuche	1
3. Versuchskörper - Grundbeton	2
4. Stahlfaserspritzbeton	3
4.1 Allgemeines	3
4.2 Vorbereitung der Platten für das Spritzen	4
4.3 Spritzarbeiten	5
5. Versuchsdurchführung	6
5.1 Probenvorbereitung	6
5.2 Durchführung der statischen Zugversuche	7
5.3 Durchführung der dynamischen Zugversuche	7
6. Versuchsergebnisse	7
6.1 Festigkeitswerte des Grundbetons	8
6.2 Festigkeitswerte des Stahlfaserspritzbetons	8
7. Zentrische Zugfestigkeiten der Bohrkerne aus dem Verbundsystem unter statischer und dynamischer Belastung	9
7.1 Festigkeitswerte von Platte 1	9
7.1.1 Statische Haftzugfestigkeit	9
7.1.2 Dynamische Haftzugfestigkeit	9
7.2 Festigkeitswerte von Platte 2	10
7.2.1 Statische Haftzugfestigkeit	10
7.2.2 Dynamische Haftzugfestigkeit	11
7.3 Festigkeitswerte von Platte 5	11
7.3.1 Statische Haftzugfestigkeit	11
7.3.2 Dynamische Haftzugfestigkeit	12
7.4 Festigkeitswerte von Platte 6	12
7.4.1 Statische Haftzugfestigkeit	13
7.4.2 Dynamische Haftzugfestigkeit	13

	Seite
8. Diskussion der Ergebnisse	14
8.1 Statische Haftzugfestigkeiten	14
8.2 Dynamische Haftzugfestigkeiten	14
8.3 Restfestigkeiten	15
8.4 Vergleichbare Ergebnisse	15
8.4.1 Entnahme der Bohrkern nach Tunnelprüfweise	15
8.4.2 Abreißfestigkeiten	16
9. Zusammenfassung	16
10. Literaturverzeichnis	19
<u>Anlagen</u>	20
Tabellen 1 bis 36	21
Bilder 1 bis 32	48
Aufsatz Fukuchi	71

1. VORBEMERKUNGEN

Die Deutsche Bundesbahn hat das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig mit Versuchen beauftragt, in denen die Haftung von Stahlfaserspritzbeton auf dem Konstruktionsbeton der Tunnel-schale, wie er zur Sanierung von Tunneln der Neubaustrecke Nord Anwendung findet, bei statischer und dynamischer Zugbeanspruchung untersucht wird.

Dabei dienen die Verhältnisse des Sohlbergtunnels, DB-Neubaustrecke Hannover-Würzburg, Abschnitt Nord, als Maßstab für den Grundbeton und für den aufzuspritzenden Stahlfaserbeton.

Hinsichtlich des Grundbetons wurden als Versuchskörper Stahlbetonplatten mit entsprechender Betonrezeptur bei vereinfachter Bewehrungsführung im Institut hergestellt.

Die Spritzarbeiten wurden ebenfalls am Institut vorgenommen, wobei die Rezeptur des Stahlfaserspritzbetons sowie die Arbeitsweise einschließlich Vorbereitung der Grundbetonoberfläche und die Nachbehandlung nach dem Sanierungskonzept der DB (Sohlbergkonzept) durchgeführt wurde. Die Durchführung der Spritzarbeiten oblag der Fa. Pressbau/Essen mit der gleichen Gerätschaft und dem gleichen Personal wie am Tunnel.

2. ZIELSETZUNG DER VERSUCHE

Spritzbetonsanierungen werden in der Regel an solchen Flächen der Tunnelinnenschale angebracht, an denen die Bewehrung nicht die nötige Betondeckung von $c = > 3$ cm aufweist. Die Dicke der Spritzbetonschicht beträgt dabei 5 cm (2 + 2 cm Stahlfaserspritzbeton; die äußere 1 cm dicke Schicht wird ohne Stahlfasern gespritzt).

Für die Spritzbetonsanierung im Bereich HW-Nord der DB wird Stahlfaser-spritzbeton ohne Bewehrung mit Baustahlgewebematten gewählt, weil auf diese Weise Spritzschatten vermieden werden. Der Zusammenhalt bzw. die Bewehrung des Spritzbetons erfolgt durch Stahlfaserzugabe. Die Funktions-tüchtigkeit des Spritzbetons insbesondere seine Korrosionsschutzwirkung erfordert dessen zuverlässige Haftung während der Nutzungsdauer eines so sanierten Tunnels unter den vielfältigen Betriebsbelastungen. Durch acht Dübel und Ringöschenschrauben je m^2 aus nichtrostendem Stahl und durch die innige Durchsetzung des Betons mit Stahlfasern ist eine zusätzliche Sicherheit gegen das Herabfallen von Betonbruchstücken gegeben.

Abgesehen von den Kräften infolge Gebirgsdruck, Eigengewicht, Zwang usw. wird die Spritzbetonschicht im Zuge der Durchfahrt von Hochgeschwindigkeitszügen belastet. Dabei treten in Abhängigkeit von deren Geschwindigkeit und Fahrtrichtung Luftdruck- bzw. Luftsockkräfte auf. Nach einer japanischen Veröffentlichung /1/ kann z. B. bei einer Geschwindigkeit von 200 km/h auf einen Druckimpuls in der Größenordnung von $0,5 \text{ N/mm}^2$ geschlossen werden. Man kann davon ausgehen, daß vom Druckimpuls keine Schädigung der Haftzugfestigkeit erzeugt wird.

Wiederholte Sogstöße sind im Vergleich zur wiederholten Druckbelastung erheblich kritischer zu werten, weil sie zum Verlust der Haftung des Spritzbetons auf dem Grundbeton führen können. Es ist das Ziel der Versuche, die Haftzugfestigkeit des Verbundsystems Spritzbeton/Grundbeton sowohl unter statischer als auch unter schwellender Zugbeanspruchung zu untersuchen, um auf diese Weise Aussagen zur Dauerhaltbarkeit der Haftung zu erlangen.

3. VERSUCHSKÖRPER – GRUNDBETON

Die Versuchskörper des Grundbetons sind Stahlbetonplatten mit den Abmessungen $110/130/15 \text{ cm}^3$ auf die dann die 5 cm dicke Stahlfaserbetonschicht aufgespritzt wurde.

Die 15 cm dicken Grundbetonplatten wurden gemäß Bild 1 in zwei Serien am 08.12. und 11.12.87 im Institut hergestellt. Die Sieblinie der quarzistischen Kieszuschläge (Material aus der Northeimer Senke) zeigt Bild 2, die Betonrezeptur Tabelle 1. Es wurden 8 Platten hergestellt.

Das Bewehrungsnetz aus Einzelstäben wurde so gewählt, daß später eine Maximalanzahl von Bohrkernen entnommen werden konnte, ohne die Stäbe beim Bohren zu treffen.

Die Betonage der Serie 1 umfaßte die Platten Nr. 1 bis 4 und erfolgte am 08.12.87, die der Serie 2 die Platten Nr. 5 bis 8 am 11.12.87. Die Platten wurden paarweise stehend in Betoplanschaltung betoniert.

Folgende Begleitkörper wurden je Betonage hergestellt:

- 9 Würfel 15/15/15 cm (Druckfestigkeit)
- 6 Zylinder Ø15/30 cm (E-Modul)
- 12 Zylinder Ø15/30 cm (Spaltzugfestigkeit)
- 12 Zylinder Ø 8/30 cm (Zentrische Zugfestigkeit)

Die Platten lagerten bis zum Alter von 28 Tagen im Betonierkeller, danach wurden sie in die für das Spritzen vorgesehene Garage transportiert.

4. STAHLFASERSPRITZBETON

Die Spritzarbeiten aller acht Platten erfolgten am 25.01.88. Der Grundbeton hatte zu diesem Zeitpunkt ein Alter von 45 bzw. 48 Tagen.

4.1 Allgemeines

Beim Spritzen wurden die Spritzrichtung und der Schichtaufbau variiert. Die Zuordnung der acht Platten ist Tabelle 2 zu entnehmen. Ein weiterer Parameter wurde durch das Setzen von Dübeln auf je einer Plattenhälfte erfaßt.

Die Spritzarbeiten fanden in einer Garage statt, deren Grundfläche etwa 66 m² und deren lichte Höhe 3 m betrug, so daß die Platten gemäß Bild 3 aufgebaut werden konnten. Wegen der Torkonstruktion war die Lage der Unterfläche der überkopf zu spritzenden Platten auf eine Höhe von 2,20 m begrenzt.

Die Spritzbetonarbeiten wurden im Januar ausgeführt. Weil hierfür eine Mindestlufttemperatur von +5 °C einzuhalten war, wurde die Luft mit einem Ölofen mit Thermostat auf einer konstanten Temperatur von +10 °C, die 3 Tage vor und bis 8 Tage nach dem Spritzen aufrecht erhalten und durch Thermo-Hydrographen kontrolliert wurde, beheizt.

4.2 Vorbereitung der Platten für das Spritzen

Der Untergrund des Grundbetons wurde durch Sandstrahlen vorbereitet. Dies geschah auf dem Hof der Prüfanstalt am Morgen des Spritztages durch die Fa. Pressbau mit dem Strahlgut TESTRA, das mit einem Druck von etwa 7 bar gestrahlt wurde.

Durch das Strahlen wurde das Korngerüst des Betons sichtbar. Wie Bild 4 verdeutlicht, wurden die beiden längeren Ränder der Platten für die spätere Auflagerung auf den Holzgerüsten auf einer Breite von 8 cm nicht gestrahlt. Bild 4 zeigt auch die Lage der vier Dübel, die in jeweils einer Plattenhälfte gesetzt wurden.

Der Transport der Versuchskörper in die Garage erfolgte mit einem Gabelstapler. Bild 5 zeigt die Plazierung der Platte auf dem Spritzgerüst. Ab Garagentor wurde das Gerüst mit der Platte mit dem Stapler an seinen Bestimmungsort gefahren. Die endgültige Plazierung in der Garage geht aus Bild 3 hervor. In einem weiteren Arbeitsgang wurden die Dübellöcher, Ø 12 mm mit einer Tiefe von 45 mm gebohrt und die Dübel gesetzt, siehe Bild 6.

Anschließend erfolgte die Befestigung der 4 cm hohen Kantenschalung, die als Lehre für den Spritzbeton mit Stahlfasern gewählt wurde. Dann wurde das Vornässen vorgenommen. Unmittelbar vor dem Spritzen lag eine matt-feuchte Untergrundfläche vor. Bild 7 veranschaulicht diesen Zustand am Beispiel der Platte 1, während Bild 8 den Gesamtaufbau einer Platte darstellt.

4.3 Spritzarbeiten

Die Spritzarbeiten wurden am 25.01.88 durch die Fa. Pressbau/Essen durchgeführt. Es handelt sich um die gleichen Personen, die die Eignungsprüfung für die Stahlfaser-Spritzarbeiten für den Sohlbergtunnel durchgeführt haben.

Das Mischungsverhältnis der Stoffe je m³ Frischbeton entspricht der "Sohlbergmischung":

Zement : 380 kg, PZ 35 F Nordcement/Hardeggen
Zuschläge : 1750 kg, Rheinkies, Fa. Risch/Essen
Stahlfasern: 120 kg, HAREX, SF 02-16 (= 1,5 Vol.-%)

Die Zuschläge entsprachen der Sieblinie B8 nach DIN 1045; sie wurden von der Fa. Risch/Essen über die Fa. Pressbau zur Verfügung gestellt. Sie wurden zunächst in einem Zwangsmischer mit dem Zement 1,5 min. durchgemischt bevor die Stahlfasern zugegeben wurden. Die Gesamt-Mischzeit betrug rd. 14 Minuten.

Bedingt durch die Kapazität des Mixers, Bild 9, wurden folgende Teilmen-
gen je Mischung abgewogen und gemischt:

25 kg Zement, 115 kg Zuschläge, 8 kg Stahlfasern.

Die Spritzarbeiten erfolgten im Trockenspritzverfahren mit der Spritzmaschine N1 der Firma Torkret, siehe Bild 10. Die Wasserzufuhr wird an der Düse vom Düsenführer vorgenommen, Bild 11. Erfahrungsgemäß ergeben sich hieraus w/z-Werte von etwa 0,5.

Der zeitliche Ablauf der Spritzarbeiten ergibt sich aus Tabelle 3. Die Bilder 12 und 13 zeigten die Überkopf- bzw. die Horizontalspritzung, während auf Bild 14 die Platte 6 nach der Spritzarbeit zu sehen ist. Im unmittelbaren Anschluß an die Spritzarbeiten wurden die Platten luftdicht mit einer Plastikfolie umschlossen, um den Entzug der Feuchtigkeit zu verhindern.

Als Begleitkörper zu den Spritzarbeiten wurden drei Kästen mit den Abmessungen 50x50x12 cm³ in einem Arbeitsgang vollgespritzt. Der Kasten 1 wurde zur Bestimmung der Rohdichte und des Wassergehalts verwendet.

Die Rohdichte ergab sich aus den Wägungen des leeren und des gefüllten Kastens sowie aus dem Betonvolumen zu $\rho = 2,46 \text{ kg/dm}^3$. Der Wassergehalt wurde durch Trocknung in einem Trockenschrank bis zur nach 5 Wochen eintretenden Gewichtskonstanz mit 5,9 kg bei einem Volumen des Festbetons von 28,68 l ermittelt. Aus den Kästen 2 und 3 wurden je 3 Bohrkerne $\varnothing 100 \text{ mm}$ zur Bestimmung der Druckfestigkeit entnommen.

Der wahre Zementgehalt wurde nach DIN 52 170 zu 500-550 kg/m^3 bestimmt. Damit enthalten 30 l Festbeton etwa 15 kg Zement, was auf einen w/z-Wert von $5,9/15 \approx 0,4$ schließen läßt. Durch den Rückprall wurde auch der Stahlfaseranteil der Ausgangsmischung von 5,3 Gew.-% auf 3,3 Gew.-% im Festbeton verändert. Die Festbetonrohichte wurde zu $2,21 \text{ kg/dm}^2$ ermittelt. Die Sieblinien der Zuschläge des Spritzbetons sind in Bild 15 dargestellt.

5. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Die Zugversuche wurden an Bohrkernen, die den gespritzten Platten entnommen wurden, durchgeführt. Dies betrifft zunächst nur die Platten 1, 2, 5 und 6. Wie in Tabelle 2 dargestellt, werden die Kerne der übrigen Platten in späteren Versuchsabschnitten geprüft.

5.1 Probenvorbereitung

Nach einer etwa achtwöchigen Lagerung wurden aus jeder Platte 64 Bohrkerne, $\varnothing 70 \text{ mm}$ (Nettoquerschnitt) und mit der Gesamtlänge $15 + 5 = 20 \text{ cm}$ (siehe Bild 16) gezogen. Die Bohrstellen wurden im Schachbrettmuster A1 bis H8 angeordnet und bezeichnet. Bild 16 zeigt, daß die Bewehrung hierbei nicht getroffen wurde und bei Entnahme von 4 Kernen je Maschenweite eine optimale Ausnutzung gegeben war. Weil 4 Kerne Dübel enthielten, standen für die Zugversuche 60 Bohrkerne je Platte zur Verfügung.

Die Bohrkerne wurden entsprechend Bild 16 abgelängt. Dabei entstanden 9 cm hohe Proben, wobei die Fuge Grundbeton/Spritzbeton etwa in Probenmitte lag. Sowohl nach dem Bohren als auch nach dem Sägen wurden die Proben nach einer kurzen Zeit des Abtrocknens ihrer Oberfläche durch Verpacken mit Folie vor dem Austrocknen geschützt.

Zur Krafteinleitung wurden auf beide Stirnflächen der Bohrkerne 3 cm dicke Stahlplatten mit einem Acrylharzkleber aufgeklebt. Die Platten besaßen ein mittiges Gewinde für den zur Lasteinleitung benötigten Gelenkbolzen. Die Prüfeinrichtung für die dynamischen Versuche zeigt Bild 17.

5.2 Durchführung der statischen Zugversuche

Von jeder Platte wurde an 12 Bohrkernen, die etwa über die gesamte Platte angeordnet waren, eine statische Zugbeanspruchung bis zum Bruch der Probe aufgebracht. Aus den Ergebnissen können Mittelwert und Varianz abgeleitet werden.

5.3 Durchführung der dynamischen Zugversuche

Für die dynamischen Haftzugversuche stehen je Platte rund 48 Bohrkern zur Verfügung. Die Schwellzugfestigkeitsversuche werden mit einer konstanten Unterspannung von $0,1 \text{ N/mm}^2$ (Zug) und mit variabler Oberspannung als Einstufenversuche durchgeführt. Dabei wird die Oberspannung eines Prüfhorizonts als Bruchteil der mittleren statischen Haftzugfestigkeit gewählt. Die Schwingbreite $\Delta\sigma$ der Prüfhorizonte wird dabei so angesetzt, daß sich Brüche im Zugfestigkeitsbereich bis rund 10^5 Lastwechseln ergeben, um auf diese Weise die Wöhlerlinien definierter Überlebenswahrscheinlichkeit zu erhalten. Eine höhere Lastwechselzahl als 10^5 wird nicht geprüft. An Proben, die 10^5 Lastwechsel bruchfrei überstehen, wird die Resttragfähigkeit bestimmt. Der Probeneinbau ist in Bild 17 dargestellt.

6. VERSUCHSERGEBNISSE

Als Ergebnisse stehen diejenigen der Platten 1, 2, 5 und 6 zur Verfügung. Die übrigen Platten werden in späteren Abschnitten des Forschungsprogrammes geprüft.

6.1 Festigkeitswerte des Grundbetons

Die Ergebnisse sämtlicher Begleitkörper des Grundbetons sind in den Tabellen 4 bis 8 dargestellt. Signifikante Unterschiede zwischen den Werten der beiden Betonagen treten nicht auf.

Die Druckfestigkeit wurde im Alter von 28 und 90 Tagen ermittelt. Dies erfolgte sowohl an Würfeln als auch an Zylindern, an denen der Elastizitätsmodul bestimmt wurde.

Die Entwicklung der Spaltzugfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit wurde über 90, 120 und 150 Tage ermittelt. Aus den Ergebnissen im Alter von 90 Tagen können folgende Mittelwerte abgeleitet werden:

- Würfeldruckfestigkeit mit 70 N/mm^2 ,
- Zylinderdruckfestigkeit mit 56 N/mm^2 ,
- E-Modul mit $33\,000 \text{ N/mm}^2$,
- Spaltzugfestigkeit mit $\sim 3 \text{ N/mm}^2$ und
- zentrische Zugfestigkeit mit $3,4 \text{ N/mm}^2$

Damit besitzt der Grundbeton eine Festigkeit, die bei den Zugversuchen an den Bohrkernen des Verbundsystems Spritzbeton/Grundbeton Brüche in der Verbundfuge, im folgenden "Fuge" genannt, erwarten läßt.

Für spätere Prüfungen der Würfeldruck-, der Spaltzug- und der zentrischen Zugfestigkeit wurde noch je eine Serie von Begleitkörpern aufbewahrt.

6.2 Festigkeitswerte des Stahlfaserspritzbetons

Aus den gespritzten Kästen wurden Bohrkern $\varnothing 100 \text{ mm}$ zur Prüfung der Druckfestigkeit entnommen, siehe Abschnitt 4.3. Sie wurden auf eine Länge von $h/d \approx 1$ geschnitten. Die 28-Tage-Werte dieser Proben ergaben mittlere Druckfestigkeitswerte des Stahlfaserspritzbetons von ca. 80 N/mm^2 . Die Einzelwerte sind Tabelle 9 zu entnehmen.

7. ZENTRISCHE ZUGFESTIGKEITEN DER BOHRKERNE AUS DEM VERBUND-SYSTEM UNTER STATISCHER UND DYNAMISCHER BELASTUNG

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Bohrkerne der Platten 1, 2, 5 und 6 dargelegt.

7.1 Festigkeitswerte von Platte 1

Die Platte 1 wurde Überkopf mit einem Schichtaufbau von $2+2+1 = 5$ cm gespritzt. Tabelle 10 gibt eine Übersicht über die Bohrkerne und deren Lage in Platte 1.

7.1.1 Statische Haftzugfestigkeit

Die statische Zugbeanspruchung erfolgte im Alter von rund 74 Tagen. Es ergibt sich eine mittlere Haftzugfestigkeit aus 12 Proben von $2,29 \text{ N/mm}^2$. Die Einzelwerte sind Tabelle 11 zu entnehmen und zeigen eine geringe Streubreite. Das trifft auch dann zu, wenn man die beiden Plattenhälften mit und ohne Dübel miteinander vergleicht ($2,14$ bzw. $2,43 \text{ N/mm}^2$). In 8 von 12 Fällen stellte sich erwartungsgemäß der Bruch in der Fuge ein, wobei der niedrigste Wert $1,70 \text{ N/mm}^2$ beträgt.

7.1.2 Dynamische Haftzugfestigkeit

Es war das Ziel der dynamischen Zugversuche Brüche im Bereich zwischen 10^2 und 10^5 Lastwechseln zu erzeugen. Das gelang dann nicht, wenn die Spannungsamplitude zu klein war und dadurch Durchläufer produziert wurden. Tabelle 12 verdeutlicht wie oft das unter verschiedenen Oberspannungen der Fall war. Insgesamt traf das bei 18 Bohrkerne zu. Diese wurden nach Beendigung der 100 000 LW im statischen Zugversuch auf ihre Restfestigkeit hin geprüft. Erstaunlicherweise lagen diese Festigkeiten über denen infolge statischer Beanspruchungen ohne vorherige dynamische Belastung. Das Prüfalter hierbei lag zwischen 87 und 112 Tagen.

Die übrigen Bohrkerne versagten vor 10^5 Lastwechseln. Entweder sie brachen während der dynamischen Belastung oder in der Anfangsphase beim Anfahren der Oberlast. Diese Ergebnisse finden sich in den Tabellen 13 bis 17 wieder. Jede der 5 Tabellen gehört zu einem der 5 verschiedenen Belastungsniveaus.

Letztlich blieben 21 Proben übrig, aus denen sich ein Ermüdungsdiagramm nach Bild 18 erstellen ließ. Die Proben brachen mit 2 Ausnahmen in der Fuge.

Die Bilder 19 bis 26 zeigen die verschiedenen typischen Brucharten.

7.2 Festigkeitswerte von Platte 2

Die Platte 2 wurde Überkopf mit einem Schichtaufbau von $4+1 = 5$ cm gespritzt. Tabelle 18 gibt eine Übersicht über die Bohrkerne und deren Lage in Platte 2.

7.2.1 Statische Haftzugfestigkeit

Die statische Zugbeanspruchung erfolgte im Alter von rund 86 Tagen. Es ergibt sich eine mittlere Haftzugfestigkeit aus 12 Proben von $2,16 \text{ N/mm}^2$. Die Einzelwerte sind Tabelle 19 zu entnehmen und zeigen eine geringe Streubreite. Das trifft auch dann zu, wenn man die beiden Plattenhälften mit und ohne Dübel miteinander vergleicht ($2,12$ bzw. $2,20 \text{ N/mm}^2$). In 11 von 12 Fällen stellte sich erwartungsgemäß der Bruch in der Fuge ein, wobei der niedrigste Wert $1,90 \text{ N/mm}^2$ beträgt.

7.2.2 Dynamische Haftzugfestigkeit

Es war das Ziel der dynamischen Zugversuche Brüche im Bereich zwischen 10^2 und 10^5 Lastwechseln zu erzeugen. Das gelang dann nicht, wenn die Spannungsamplitude zu klein war und dadurch Durchläufer produziert wurden. Tabelle 20 verdeutlicht wie oft das unter verschiedenen Oberspannungen der Fall war. Insgesamt traf das bei 19 Bohrkernen zu. Diese wurden nach Beendigung der 100 000 LW im statischen Zugversuch auf ihre Restfestigkeit hin geprüft. Erstaunlicherweise lagen diese Festigkeiten über denen infolge statischer Beanspruchungen ohne vorherige dynamische Belastung. Das Prüfalter hierbei lag zwischen 128 und 170 Tagen.

Die übrigen Bohrkern versagten vor 10^5 Lastwechseln. Entweder sie brachen während der dynamischen Belastung oder in der Anfangsphase beim Anfahren der Oberlast. Diese Ergebnisse finden sich in den Tabellen 21 bis 24 wieder. Jede der 4 Tabellen gehört zu einem der 4 verschiedenen Belastungsniveaus.

Letztlich blieben 21 Proben übrig, aus denen sich ein Ermüdungsdiagramm nach Bild 27 erstellen ließ. Die Proben brachen mit 4 Ausnahmen in der Fuge.

7.3 Festigkeitswerte von Platte 5

Die Platte 5 wurde horizontal mit einem Schichtaufbau von $2+2+1 = 5$ cm gespritzt. Tabelle 25 gibt eine Übersicht über die Bohrkern und deren Lage in Platte 5.

7.3.1 Statische Haftzugfestigkeit

Die statische Zugbeanspruchung erfolgte im Alter von rund 91 Tagen. Es ergibt sich eine mittlere Haftzugfestigkeit aus 12 Proben von $2,31 \text{ N/mm}^2$. Die Einzelwerte sind Tabelle 26 zu entnehmen und zeigen eine geringe Streubreite. Das trifft auch dann zu, wenn man die beiden Plattenhälften mit und ohne Dübel miteinander vergleicht ($2,23$ bzw. $2,39 \text{ N/mm}^2$). In allen 12 Fällen stellte sich erwartungsgemäß der Bruch in der Fuge ein, wobei der niedrigste Wert $1,74 \text{ N/mm}^2$ beträgt.

7.3.2 Dynamische Haftzugfestigkeit

Im Gegensatz zu den Platten 1 und 2 wurden bei den Platten 5 und 6 nur 2 verschiedene Belastungsniveaus mit je 12 Bohrkernen geprüft.

Es war das Ziel der dynamischen Zugversuche Brüche im Bereich zwischen 10^2 und 10^5 Lastwechseln zu erzeugen. Das gelang dann nicht, wenn die Spannungsamplitude zu klein war und dadurch Durchläufer produziert wurden. Tabelle 27 verdeutlicht wie oft das unter verschiedenen Oberspannungen der Fall war. Insgesamt traf das bei 10 Bohrkernen zu. Diese wurden nach Beendigung der 100 000 LW im statischen Zugversuch auf ihre Restfestigkeit hin geprüft. Erstaunlicherweise lagen diese Festigkeiten über denen infolge statischer Beanspruchungen ohne vorherige dynamische Belastung. Das Prüfalter hierbei lag zwischen 178 und 182 Tagen.

Die übrigen Bohrkern versagten vor 10^5 Lastwechseln. Entweder sie brachen während der dynamischen Belastung oder in der Anfangsphase beim Anfahren der Oberlast. Diese Ergebnisse finden sich in den Tabellen 28 und 29 wieder. Jede der beiden Tabellen ist dem betreffenden Belastungsniveau zugeordnet.

Letztlich blieben 10 Proben übrig, aus denen sich ein Ermüdungsdiagramm nach Bild 28 erstellen ließ. Die Proben brachen mit 3 Ausnahmen in der Fuge.

7.4 Festigkeitswerte von Platte 6

Die Platte 6 wurde horizontal mit einem Schichtaufbau von $4+1 = 5$ cm gespritzt. Tabelle 30 gibt eine Übersicht über die Bohrkern und deren Lage in Platte 6.

7.4.1 Statische Haftzugfestigkeit

Die statische Zugbeanspruchung erfolgte im Alter von rund 94 Tagen. Es ergibt sich eine mittlere Haftzugfestigkeit aus 12 Proben von $1,74 \text{ N/mm}^2$. Die Einzelwerte sind Tabelle 31 zu entnehmen und zeigen eine geringe Streubreite. Das trifft auch dann zu, wenn man die beiden Plattenhälften mit und ohne Dübel miteinander vergleicht ($1,72$ bzw. $1,76 \text{ N/mm}^2$). In allen 12 Fällen stellte sich erwartungsgemäß der Bruch in der Fuge ein, wobei der niedrigste Wert $1,33 \text{ N/mm}^2$ beträgt.

7.4.2 Dynamische Haftzugfestigkeit

Im Gegensatz zu den Platten 1 und 2 wurden bei den Platten 5 und 6 nur 2 verschiedene Belastungsniveaus mit je 12 Bohrkernen geprüft.

Es war das Ziel der dynamischen Zugversuche Brüche im Bereich zwischen 10^2 und 10^5 Lastwechseln zu erzeugen. Das gelang dann nicht, wenn die Spannungsamplitude zu klein war und dadurch Durchläufer produziert wurden. Tabelle 32 verdeutlicht wie oft das unter verschiedenen Oberspannungen der Fall war. Insgesamt traf das bei 5 Bohrkernen zu. Diese wurden nach Beendigung der 100 000 LW im statischen Zugversuch auf ihre Restfestigkeit hin geprüft. Erstaunlicherweise lagen diese Festigkeiten über denen infolge statischer Beanspruchungen ohne vorherige dynamische Belastung. Das Prüfalter hierbei lag zwischen 196 und 198 Tagen.

Die übrigen Bohrkern versagten vor 10^5 Lastwechseln. Entweder sie brachen während der dynamischen Belastung oder in der Anfangsphase beim Anfahren der Oberlast. Diese Ergebnisse finden sich in den Tabellen 33 und 34 wieder. Jede der beiden Tabellen ist dem betreffenden Belastungsniveau zugeordnet.

Letztlich blieben 18 Proben übrig, aus denen sich ein Ermüdungsdiagramm nach Bild 29 erstellen ließ. Die Proben brachen mit 2 Ausnahmen in der Fuge.

8. DISKUSSION DER ERGEBNISSE

Im Rahmen dieses Abschnittes werden die Versuchsergebnisse der 4 bereits geprüften Platten einander gegenübergestellt.

8.1 Statische Haftzugfestigkeiten

Die Mittelwerte der statischen Haftzugprüfungen liegen mit $2,29 \text{ N/mm}^2$ (Platte 1), $2,16 \text{ N/mm}^2$ (Platte 2) und $2,31 \text{ N/mm}^2$ (Platte 5) nahe beieinander. Lediglich Platte 6 fällt mit $1,74 \text{ N/mm}^2$ deutlich ab. Dieser Wert ist unbefriedigend, da bei praktischen Arbeiten auf der Baustelle eine Qualitätsminderung erwartet werden muß und die allgemein üblich geforderte Mindesthaftzugfestigkeit von $1,50 \text{ N/mm}^2$ dann u. U. nicht erreicht wird.

Die Ursachen für diese deutlich schlechtere Festigkeit der Platte 6 kann nicht genannt werden, zumal der Variationskoeffizient mit 14,3 % im Vergleich mit den übrigen Platten nicht signifikant schlechter ist (Platte 1 = 13,3 %, Platte 2 = 9,7 %, Platte 5 = 17,4 %).

8.2 Dynamische Haftzugfestigkeiten

Ausgehend von den Ergebnissen der statischen Haftzugfestigkeit wurden die Beanspruchungsamplituden für die dynamischen Versuche festgelegt. Durch die Beibehaltung der konstanten Unterspannung, $\sigma_u = 0,10 \text{ N/mm}^2$, wurde lediglich die Oberspannung derart variiert, daß möglichst viele Brüche im Bereich 10^2 bis 10^5 Lastwechseln erfolgten. Als größte Oberspannung wurde die statische Haftzugfestigkeit von Platte 1, nämlich $\sigma_0 = 2,31 \text{ N/mm}^2$ gewählt.

Tabelle 35 gibt eine Übersicht darüber, wieviel Proben während der Schwellbeanspruchung brachen und wieviel Proben die vorgegebene Lastspielzahl von 10^5 durchliefen.

Aus diesen Ergebnissen wurden mit Hilfe eines erprobten Verfahrens [2] die Bruchhäufigkeiten von 10 % und 50 % ermittelt. Die Bilder 30 und 31 verdeutlichen die Verläufe bei den Platten 1 und 2, denen eine Regression von $y = a \cdot x + b$ zugrunde liegt.

Da sich aus Gründen der Wirtschaftlichkeit bei den Platten 5 und 6 die Untersuchung nur jeweils auf zwei Belastungsniveaus beschränkte, wurden hierfür lediglich die Grenzwerte für 10^5 LW ermittelt. Diese betrugen bei Platte 5 für die 10 %- bzw. 50 %ige Bruchhäufigkeit 1,35 bzw. 1,90 N/mm². Die entsprechenden Werte für Platte 6 betragen 1,29 bzw. 1,70 N/mm².

8.3 Restfestigkeiten

An sämtlichen Proben, die die dynamischen Prüfungen als Durchläufer überstanden, wurde unter statischer Beanspruchung die Resthaftzugfestigkeit ermittelt. Hierbei ergab sich, daß diese Restzugfestigkeiten in allen Fällen die statisch ermittelten Festigkeiten ohne Schwellbelastung in Größenordnungen von 20 bis 50 % überschreiten. Wie Tabelle 36 zeigt, ist diese Steigerung umso größer, je höher die vorherige Schwellbeanspruchung war. Dieses Phänomen kann dadurch erklärt werden, daß es sich hierbei um besonders gute Proben handelt. Wäre dies nicht der Fall, wären diese Proben während der Schwelllast gebrochen. Auf keinen Fall kann durch das Aufbringen einer Schwellbelastung die Zugfestigkeit verbessert werden.

8.4 Vergleichbare Ergebnisse

An Platte 1 wurden zusätzliche Proben entnommen, um die gewonnenen Ergebnisse auf 2 verschiedenen Wegen abzusichern: Entnahme der Bohrkerne nach "Tunnelprüfweise" und Abreißversuche.

8.4.1 Entnahme der Bohrkerne nach Tunnelprüfweise

Die Entnahme aller bisherigen Proben dieses Forschungsvorhabens erfolgte dergestalt, daß die Bohrkerne durch die letztlich 20 cm dicken Platten glatt durchgebohrt wurden, was am Tunnel aus Konstruktionsgründen nicht möglich ist. Deshalb wurden vier zusätzliche Bohrkerne, ebenfalls Ø 70 mm, nur 15 cm tief gebohrt und dann wie bei der Tunnelprüfweise herausgebrochen. Es ergaben sich Werte für die Haftzugfestigkeit von i.M. 2,08 N/mm².

Bei Eliminierung eines krassen Ausreißers ergibt sich mit $2,48 \text{ N/mm}^2$ ein Mittelwert, der über dem der im "Normalprogramm" ermittelten Haftzugfestigkeit $\sigma_{Hz} = 2,29 \text{ N/mm}^2$ liegt.

8.4.2 Abreißfestigkeiten

Zur weiteren Absicherung wurden Abreißprüfungen des Spritzbetons durchgeführt. Dabei wurde eine Ringbohrung durch den Spritzbeton und 5 cm tief in den Grundbeton gebohrt. Aus 12 derartigen Proben, $\varnothing 50 \text{ mm}$, ergab sich ein Mittelwert von $2,20 \text{ N/mm}^2$, der in sehr guter Übereinstimmung mit der im "Normalprogramm" ermittelten Haftzugfestigkeit $\sigma_{Hz} = 2,29 \text{ N/mm}^2$ liegt.

9. ZUSAMMENFASSUNG

Die Deutsche Bundesbahn beauftragte das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz mit der Untersuchung der Haftzugfestigkeit von Stahlfaser-spritzbeton-Reparaturschichten auf Tunnel-Grundbeton. Im Zuge der Neubaustrecke der DB, PG-HW-Nord, wird es gelegentlich notwendig, Bereiche zu sanieren, bei denen die Betondeckung (erf $c = 5 \text{ cm}$) nicht bedingungsgemäß ausfiel. Die Sanierung erfolgt nach einem bewährten Konzept durch Stahlfaserspritzbeton, sofern vorh $c = 2,5$ bis 3 cm .

Die schnellfahrenden Züge erzeugen Luftdruck- und Sogkräfte normal zur Tunnellaibung und beanspruchen auch somit die Spritzbetonschicht. Damit erhebt sich sofort die Frage nach der Haftzugfestigkeit unter statischer und dynamischer Lasteinwirkung.

Die Untersuchung erfolgte an Stahlbetonplatten, auf die eine 4 cm dicke Spritzbetonschicht mit Fasern und eine 1 cm dicke Deckschicht ohne Fasern gespritzt wurden. Aus diesen Versuchsplatten wurden - entsprechend den Eignungs- und Abnahmekriterien der DB - Kerne gezogen und durch zentrischen Zug geprüft.

Insgesamt wurden bisher 168 Bohrkerne geprüft, die sowohl durch statischen als auch dynamischen Haftzug beansprucht worden waren. Dabei wurden die Parameter Spritzrichtung (Überkopf und horizontal) und der Schichtaufbau (2 + 2 + 1 cm und 4 + 1 cm) variiert, so daß 4 zu vergleichende Platten entstanden; von den Platten war je eine Hälfte mit Dübeln bestückt. Ungeachtet dieser Variationen brach die weitaus größte Anzahl der entnommenen Proben in der Fuge zwischen Spritzbeton und Grundbeton. Die Dübel beeinflussten die Ergebnisse nicht.

Der Einfluß der untersuchten Parameter auf die Mittelwerte der statischen Haftzugfestigkeit war gering. Die Ergebnisse der beiden Überkopf gespritzten Platten betrugen 2,29 und 2,16 N/mm², während die horizontal gespritzte Platte mit dem Schichtaufbau von 2 + 2 + 1 cm einen Mittelwert von 2,31 N/mm² erbrachte. Dagegen fiel der Mittelwert der horizontal gespritzten Platte mit dem Schichtaufbau 4 + 1 cm auf 1,74 N/mm² ab. Zu dieser Platte gehört ein Variationskoeffizient von 14,3 %, was keine außergewöhnliche Streuung bedeutet, da die übrigen Platten Werte von 9,7 % bis 17,4 %, Mittelwert 13,7 %, aufweisen.

Aus den dynamischen Versuchen läßt sich ableiten, daß bei einer Lastspielzahl von 10⁶ in allen Fällen die ertragbare Schwingbreite $\Delta\sigma \approx 1,0$ N/mm², s. Bild 32, (10 % Versagenswahrscheinlichkeit, d.h. 90 % aller Fälle überleben) beträgt. Die eben genannte Zugschwingbreite von $\Delta\sigma \approx 1,0$ N/mm² (10⁶ LW; $p_{\bar{u}} = 90$ %) gilt für horizontale Spritzrichtung. Für Überkopfspritzrichtung - diese ist bei Sanierung im Firstbereich relevant - ist der vergleichbare Wert höher: $\Delta\sigma \approx 1,25$ N/mm². Die Durchläufer wiesen Restzugfestigkeiten von mind. etwa 2,70 N/mm² auf, die die statischen Haftzugfestigkeiten sicher überschreiten.

Man kann folgern, daß die in den Versuchen erzielten Werte der statischen Haftzugfestigkeit die für die Ausführung geforderten Mindestwerte in Höhe von 1,5 (Mittelwert) bzw. 1,0 N/mm² (Einzelwert) [3,4] sinnvoll bestätigen. Sie können bei entsprechend gutem Grundbeton und sorgfältiger Durchführung erreicht werden.

Die durchgeführten Untersuchungen gelten als Basis für weitere Parameteruntersuchungen (bisher wurde lediglich Schichtdicke und Spritzrichtung variiert) deren Einfluß geklärt werden muß:

- Folgen einer Langzeit-Freilagerung
- Beanspruchung durch Biegung und Randschubspannungen
- Beaufschlagung der Proben mit einer höheren Lastspielzahl, z.B. 2 Millionen.

Da noch vier Platten mit Spritzbetonschicht zur Verfügung stehen, bietet sich an, diesen Vorrat für die weiteren o.a. Untersuchungen zu nutzen. Gerade die Biegeschwellversuche an Plattenstreifen mit Spritzbetonschicht sind von großem Interesse, weil durch die Krafteinleitung am Übergang Grundbeton zu Grundbeton + Spritzbeton Schubkräfte auftreten, die den Verbund lockern können.

10. LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Fukuchi, G.
Railway Tunnels of Today
Herkunft unbekannt, siehe Anlage

- [2] Richtlinien für die Durchführung des Dauerschwingversuches an
Spannstählen
Institut für Bautechnik, 1977

- [3] Lukas, W.
Sanierung von großflächigen Betonoberflächen mit dünnen Spritz-
betonschichten
Internationales Kolloquium zum Erhalten von Beton, Nov. 1986,
Mitteilungen des Forschungsinstituts des Vereins der
österreichischen Zementfabrikanten, Heft 36

- [4] ZTV-SIB 87: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien
für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen
Bundesminister für Verkehr

ANLAGEN

Zement	PZ 35 F	320 kg/m ³	
w/z-Wert	-	-	0,53
Zusatzstoff Fließmittel	EFA-Füller Sicotan	30 kg/m ³ 7 l	
Zuschläge 0/2	37 %	673 kg/m ³	
2/8	16 %	291 kg/m ³	
8/16	29 %	528 kg/m ³	
16/32	18 %	330 kg/m ³	

Tabelle 1: Zusammensetzung des Grundbetons (Sohlbergbeton)

Nr. der Platte 1)	Spritz- richtung	Schicht- aufbau 2) cm	Prüfungen
1	Überkopf	2 + 2 + 1	Prüfung der Zugfestigkeit an Bohrkernen
2	Überkopf	4 + 1	
3	Überkopf	2 + 2 + 1	Vorgesehen für spätere Prüfung nach Langzeit-Freilagerung
4	Überkopf	4 + 1	
5	horizontal	2 + 2 + 1	Prüfung der Zugfestigkeit an Bohrkernen
6	horizontal	4 + 1	
7	Überkopf	2 + 2 + 1	Vorgesehen für spätere Biegeprüfung
8	Überkopf	4 + 1	

1) Je eine Plattenhälfte wird mit Dübeln bestückt

2) Die äußere, 1 cm dicke Deckschicht enthielt keine Fasern

Tabelle 2: Zuordnung und Bezeichnung der Platten hinsichtlich Spritzrichtung,
Schichtaufbau und Prüfung

	Platte-Nr.							
	6	5	1	4	7	2	3	8
	Horizontal-Spritzung		Oberkopf-Spritzung					
Faser-schicht 1	14.08 (4 cm)	14.15 (2 cm)	14.45 (2 cm)	14.50 (4 cm)	14.55 (2 cm)	15.00 (4 cm)	15.10 (2 cm)	16.30 (4 cm)
Faser-schicht 2		15.47 (2 cm)	15.57 (2 cm)		16.02 (2 cm)		16.44 (2 cm)	
Deckschicht ohne Fasern 1 cm	17.50 - 18.00 Uhr							
Verpacken	18.00 - 18.30 Uhr							

Tabelle 3: Zeitlicher Ablauf der Spritzarbeiten

	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter (Tage)	Druckfestigkeit (N/mm ²) i.M.
Serie 1 (Platten 1, 2)	08.12.87	05.01.88	28	(3/64/65) 64
Serie 2 (Platten 5, 6)	11.12.87	08.01.88	28	(3/62/63) 63
Serie 1		07.03.88	90	(3/68/72) 70
Serie 2		10.03.88	90	(3/72/74) 73
Serie 1 Serie 2		Prüfung erfolgt später		

Abmessungen 15/15/15 cm³; Lagerung n. DIN 1048
(Anzahl/min.-Wert/max.-Wert)

Tabelle 4: Würfeldruckfestigkeitswerte des Grundbetons

	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter (Tage)	Zylinder-Druck- festigkeit (N/mm ²) i.M.
Serie 1 (Platten 1, 2)	08.12.87	08.01.88	31	(3/52,1/54,0) 52,9
Serie 2 (Platten 5, 6)	11.12.87	08.01.88	28	(3/45,4/48,8) 46,7
Serie 1		07.03.88	90	(3/55,8/57,4) 56,8
Serie 2		10.03.88	90	(3/55,8/57,4) 55,9

Abmessungen Ø 150 mm Lagerung n. DIN 1048
h = 300 mm (Anzahl/min.-Wert/max.-Wert)

Tabelle 5: Zylinderdruckfestigkeitswerte des Grundbetons

	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter (Tage)	E-Modul (N/mm ²)
Serie 1 (Platten 1, 2)	08.12.87	08.01.88	31	31 260
Serie 2 (Platten 5, 6)	11.12.87	08.01.88	28	31 600
Serie 1		07.03.88	90	33 400
Serie 2		10.03.88	90	32 900

Abmessungen \varnothing 150 mm/h = 300 mm; Lagerung n. DIN 1048

Tabelle 6: E-Modul-Werte des Grundbetons

	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter (Tage)	Zentrische Zugfestigkeit (N/mm ²) i.M.
Serie 1 (Platten 1, 2)	08.12.87	07.03.88	90	(5/2,86/3,10) 2,96
Serie 2 (Platten 5, 6)	11.12.87	10.03.88	90	(5/2,63/3,28) 2,95
Serie 1		06.04.88	120	(6/2,93/3,29) 3,09
Serie 2		09.04.88	120	(6/2,62/2,95) 2,80
Serie 1		06.05.88	150	(6/2,45/3,38) 2,97
Serie 2		09.05.88	150	(6/3,07/3,32) 3,19
Serie 1 Serie 2		Prüfung erfolgt später		

Abmessungen \varnothing 80 mm/h ~ 140 mm Lagerung wie Versuchskörper
(Anzahl/min.-Wert/max.-Wert)

Tabelle 7: Zentrische Zugfestigkeitswerte des Grundbetons

	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter (Tage)	Spaltzugfestigkeit (N/mm ²) i.M.
Serie 1 (Platten 1, 2)	08.12.87	07.03.88	90	(3/3,39/3,54) 3,44
Serie 2 (Platten 5, 6)	11.12.87	10.03.88	90	(3/3,84/4,06) 3,93
Serie 1		06.04.88	120	(3/3,39/3,65) 3,48
Serie 2		09.04.88	120	(3/3,32/3,64) 3,53
Serie 1		06.05.88	150	(3/3,01/4,00) 3,41
Serie 2		09.05.88	150	(3/3,45/3,65) 3,57
Serie 1 Serie 2		Prüfung erfolgt später		

Abmessungen Ø 150 mm/h 300 mm Lagerung wie Versuchskörper
(Anzahl/min.-Wert/max.-Wert)

Tabelle 8: Spaltzugfestigkeitswerte des Grundbetons

Probe Nr.	Lagerung	Abmessungen Ø (cm) h (cm)		Druckfestigkeit (N/mm ²)
2.1	nach DIN 1048	9,9	9,74	82
2.2	nach DIN 1048	9,9	9,88	69
2.3	nach DIN 1048	9,9	9,70	85
3.1	wie Versuchskörper	9,9	9,77	79
3.2	wie Versuchskörper	9,9	9,86	82
3.3	wie Versuchskörper	9,9	9,88	84
				i.M. 2.1-2.3:79 i.M. 3.1-3.3:82

Tabelle 9: Druckfestigkeitswerte der Bohrkern aus den Kästen,
28-Tage-Werte

A8 1,54	B8 1,80	C8 1,54	D8 2,06	E8 1,67	F8 1,80	G8 1,54	H8 Dübel
A7 2,06	B7 stat.	C7 2,06	D7 2,31	E7 1,80	F7 2,06	G7 stat.	H7 2,06
A6 1,67	B6 1,54	C6 1,67	D6 1,54	E6 1,54	F6 Dübel	G6 2,31	H6 1,54
A5 stat.	B5 1,67	C5 2,31	D5 stat.	E5 stat.	F5 1,80	G5 1,80	H5 stat.
A4 2,31	B4 stat.	C4 1,54	D4 2,31	E4 1,80	F4 1,67	G4 stat.	H4 1,80
A3 1,80	B3 2,31	C3 stat.	D3 1,80	E3 1,67	F3 stat.	G3 1,54	H3 Dübel
A2 1,54	B2 2,31	C2 1,54	D2 stat.	E2 stat.	F2 2,31	G2 2,31	H2 1,54
A1 2,06	B1 2,31	C1 1,80	D1 2,06	E1 2,06	F1 Dübel	G1 2,31	H1 2,06

Bohrkern-Nr.

stat. = statische Belastung

Dübel = Kern mit Dübel

Dezimalwert = σ_0 in N/mm² der Oberspannung bei dynamischer Belastung

Tabelle 10: Zuordnung der Bohrkerne von Platte 1 und
Werte der Haftzugfestigkeit

Probe Nr.	β_{Hz} (N/mm ²)	Bruchart
1A5	2,88	Bruch im Stahlfaserbeton
1B4	2,45	Bruch in der Fuge
1B7	2,41	Betonbruch
1C3	2,39	Mischbruch
1D2	2,08	Bruch in der Fuge
1D5	2,39	Bruch in der Fuge
1E2	1,70	Bruch in der Fuge
1E5	2,24	Bruch in der Fuge
1F3	2,41	Betonbruch
1G4	2,12	Bruch in der Fuge
1G7	1,91	Bruch in der Fuge
1H5	2,46	Bruch in der Fuge
	i.M. 2,29	

Tabelle 11: Zugfestigkeitswerte infolge statischer Belastung der Bohrkerne von Platte 1
Prüfalter = 74 Tage

Probe Nr.	Probenalter (Tage)	10 ⁵ LW Unterspannung: 0,10 Oberspannung (N/mm ²)	Statische Restfestigkeit nach 10 ⁵ LW (N/mm ²)	Bruchart
1A8	109	1,54	2,83	Bruch in der Fuge
1B6	91	1,54	3,31	Mischbruch
1C2	88	1,54	1,91	Bruch in der Fuge
1C4	110	1,54	3,34	Betonbruch
1C8	91	1,54	2,52	Bruch in der Fuge
1D6	110	1,54	2,75	Bruch in der Fuge
1E6	111	1,54	2,82	Bruch in der Fuge
1G3	101	1,54	2,31	Mischbruch
1G8	112	1,54	3,27	Bruch in der Fuge
1H2	101	1,54	2,79	Mischbruch
1H6	112	1,54	3,31	Bruch in der Fuge
			i.M. 2,83	
1A6	107	1,67	3,15	Mischbruch
1C6	107	1,67	2,57	Bruch in der Fuge
1E3	108	1,67	2,34	Bruch in der Fuge
1E8	108	1,67	2,86	Bruch in der Fuge
1F4	109	1,67	2,71	Bruch in der Fuge
			i.M. 2,73	
1E7	102	1,80	2,89	Mischbruch
1A7	87	2,06	3,37	Bruch in der Fuge

Tabelle 12: Werte der Restzugfestigkeit der Bohrkerne
von Platte 1 nach 10⁵ Lastwechseln

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 2,31 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
1A4	-	-	130
1B1	8,6	2,21	-
1B2	8,06	2,07	-
1B3	-	-	1 400
1C5	-	-	9 210
1D4	8,42	2,16	-
1D7	-	-	180
1F2	-	-	420
1G1	-	-	11 260
1G2	8,68	2,22	-
1G6	8,69	2,22	-

1) Die Proben 1D4 und 1D7 brachen überwiegend im Grundbeton, die übrigen in der Fuge.

Tabelle 13: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an Bohrkernen der Platte 1
Schwingbreite $\Delta\sigma = 2,21 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 2,06 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
1A1	-	-	2 290
1C7	-	-	10 810
1D1	-	-	740
1D8	7,7	1,98	-
1E1	7,78	2,00	-
1E7	-	-	21 460
1H1	-	-	500
1H7	7,85	2,02	-

1) Die Proben brachen in der Fuge

Tabelle 14: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an Bohrkernen
der Platte 1
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,96 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 1,30 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
1A3	-	-	32 600
1B8	Pumpe ausgefallen, nicht bewertbar		
1C1	-	-	33 700
1D3	-	-	1 580
1E4	-	-	980
1F5	-	-	1 200
1F8	-	-	36 550
1G5	-	-	82 270
1H4	-	-	200

1) Die Probe 1D3 brach zur Hälfte im Grundbeton und zur Hälfte in der Fuge, die übrigen in der Fuge

Tabelle 15: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an Bohrkernen
der Platte 1
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,70 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 1,67 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
1B5	-	-	1 320

1) Bruch in der Fuge

Tabelle 16: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an Bohrkernen
der Platte 1
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,57 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 1,54 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
1A2	-	-	24 990

1) Bruch in der Fuge

Tabelle 17: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an Bohrkernen
der Platte 1
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,44 \text{ N/mm}^2$

A8	B8	C8	D8	E8	F8	G8	H8
2,19	2,19	2,19	2,06	2,31	1,80	1,67	Dübel
A7	B7	C7	D7	E7	F7	G7	H7
2,06	stat.	2,06	2,31	1,80	2,06	stat.	2,06
A6	B6	C6	D6	E6	F6	G6	H6
2,19	2,19	2,31	1,67	1,67	Dübel	2,31	1,67
A5	B5	C5	D5	E5	F5	G5	H5
stat.	2,19	2,31	stat.	stat.	1,80	1,80	stat.
A4	B4	C4	D4	E4	F4	G4	H4
2,31	stat.	2,19	2,31	1,80	2,06	stat.	2,06
A3	B3	C3	D3	E3	F3	G3	H3
1,80	2,31	stat.	1,80	2,31	stat.	1,67	Dübel
A2	B2	C2	D2	E2	F2	G2	H2
2,19	2,31	2,19	stat.	stat.	2,31	2,31	1,67
A1	B1	C1	D1	E1	F1	G1	H1
2,06	2,31	1,80	2,06	2,06	Dübel	2,31	2,06

Bohrkern-Nr.

stat. = statische Belastung

Dübel = Kern mit Dübel

Dezimalwert = σ_0 in N/mm² der Oberspannung bei dynamischer Belastung

Tabelle 18: Zuordnung der Bohrkerne von Platte 2
und Werte der Haftzugfestigkeit

Probe Nr.	β_{Hz} (N/mm ²)	Bruchart
2A5	2,43	Betonbruch
2B4	1,90	Bruch in der Fuge
2B7	2,20	Bruch in der Fuge
2C3	2,47	Bruch in der Fuge
2D2	1,92	Bruch in der Fuge
2D5	2,27	Bruch in der Fuge
2E2	2,14	Bruch in der Fuge
2E5	2,20	Bruch in der Fuge
2F3	2,25	Bruch in der Fuge
2G4	1,95	Bruch in der Fuge
2G7	2,35	Bruch in der Fuge
2H5	1,87	Bruch in der Fuge
i.M. 2,16		

Tabelle 19: Zugfestigkeitswerte infolge statischer Belastung
der Bohrkerne von Platte 2
Prüfalter = 86 Tage

Probe Nr.	Probenalter (Tage)	10 ⁵ LW Unterspannung: 0,10 Oberspannung (N/mm ²)	Statische Restfestigkeit nach 10 ⁵ LW (N/mm ²)	Bruchart
2A8	137	2,19	3,05	Bruch in der Fuge
2C8	168	2,19	3,35	Bruch in der Fuge
			iM. 3,20	
2A1	126	2,06	3,00	Betonbruch
2D1	127	2,06	2,87	Bruch in der Fuge
2E1	128	2,06	3,24	Bruch in der Fuge
2H1	128	2,06	3,02	Bruch in der Fuge
2H7	129	2,06	3,69	Betonbruch
			iM. 3,16	
2A3	130	1,80	3,35	Bruch in der Fuge
2C1	133	1,80	3,02	Bruch in der Fuge
2D3	133	1,80	2,99	Bruch in der Fuge
2E7	136	1,80	2,99	Bruch in der Fuge
2F8	136	1,80	3,22	Bruch in der Fuge
2G5	136	1,80	3,13	Mischbruch
			iM. 3,12	
2D6	169	1,67	2,80	Bruch in der Fuge
2E6	169	1,67	2,59	Bruch in der Fuge
2G3	169	1,67	3,07	Bruch in der Fuge
2G8	170	1,67	2,93	Bruch in der Fuge
2H2	170	1,67	2,70	Bruch in der Fuge
2H6	170	1,67	2,14	Betonbruch
			iM. 2,71	

Tabelle 20: Werte der Restzugfestigkeit der Bohrkerne von Platte 2 nach 10⁵ Lastwechseln

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 2,31 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
2A4	-	-	290
2B1	-	-	1 070
2B2	8,3	2,13	-
2B3	-	-	150
2C5	8,0	2,06	-
2C6	8,3	2,13	-
2D4	8,4	2,16	-
2D7	8,3	2,13	-
2E3	-	-	350
2E8	-	-	58 500
2F2	8,3	2,13	-
2G1	-	-	100
2G2	-	-	100
2G6	8,4	2,16	-

1) Die Probe 2B2 brach im Grundbeton, die übrigen in der Fuge

Tabelle 21: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an Bohrkernen
der Platte 2
Schwingbreite $\Delta\sigma = 2,21 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 2,19 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
2A2	-	-	650
2A6	-	-	93 900
2B5	-	-	500
2B6	-	-	11 900
2B8	-	-	300
2C2	-	-	200
2C4	-	-	12 300

1) Die Probe 2A2 brach im Grundbeton, die übrigen in der Fuge

Tabelle 22: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an
Bohrkernen der Platte 2
Schwingbreite $\Delta\sigma = 2,09 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 2,06 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
2A7	-	-	95 950
2C7	-	-	27 560
2D8	-	-	7 500
2F4	4,1	1,05	-
2F7	-	-	2 800
2H4	7,8	2,00	-

1) Die Probe 2D8 brach im Grundbeton, die Probe 2F4 im
Stahlfaserbeton, die übrigen in der Fuge

Tabelle 23: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an
Bohrkernen der Platte 2
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,96 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 1,80 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
2E4	-	-	4 520
2F5	6,5	1,67	-

1) Die Probe 2E4 brach in der Fuge, die Probe 2F5 je zur Hälfte in der Fuge und im Stahlfaserbeton

Tabelle 24: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an
Bohrkernen der Platte 2
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,70 \text{ N/mm}^2$

A8	B8 1,80	C8	D8	E8	F8 1,80	G8	H8 Dübel
A7	B7 stat.	C7	D7 2,31	E7 1,80	F7	G7 stat.	H7 2,31
A6 1,80	B6	C6	D6	E6	F6 Dübel	G6 2,31	H6
A5 stat.	B5 1,80	C5 2,31	D5 stat.	E5 stat.	F5 1,80	G5 1,80	H5 stat.
A4 2,31	B4 stat.	C4	D4 2,31	E4 1,80	F4	G4 stat.	H4 1,80
A3 1,80	B3 2,31	C3 stat.	D3 1,80	E3	F3 stat.	G3	H3 Dübel
A2	B2 2,31	C2	D2 stat.	E2 stat.	F2 2,31	G2 2,31	H2
A1	B1 2,31	C1 1,80	D1	E1	F1 Dübel	G1 2,31	H1

Bohrkern-Nr.

stat. = statische Belastung

Dübel = Kern mit Dübel

Dezimalwert = σ_0 in N/mm² der Oberspannung bei dynamischer Belastung

Tabelle 25: Zuordnung der Bohrkerne von Platte 5
und Werte der Haftzugfestigkeit

Probe Nr.	σ_{Hz} (N/mm ²)	Bruchart
5A5	1,96	Bruch in der Fuge
5B4	2,54	Bruch in der Fuge
5B7	1,84	Bruch in der Fuge
5C3	2,47	Bruch in der Fuge
5D2	2,74	Bruch in der Fuge
5D5	2,77	Bruch in der Fuge
5E2	2,38	Bruch in der Fuge
5E5	1,79	Bruch in der Fuge
5F3	2,31	Bruch in der Fuge
5G4	2,92	Mischbruch
5G7	2,29	Bruch in der Fuge
5H5	1,74	Bruch in der Fuge
	i.M. 2,31	

Tabelle 26: Zugfestigkeitswerte infolge statischer Belastung der Bohrkerne von Platte 5
Prüfalter = 91 Tage

Probe Nr.	Probenalter (Tage)	10 ⁵ LW. Unterspannung: 0,10 Oberspannung (N/mm ²)	Statische Restfestigkeit nach 10 ⁵ LW (N/mm ²)	Bruchart
5B1		2,31	3,25	Bruch in der Fuge
5F2		2,31	3,42	Betonbruch
			iM. 3,33	
5A3	178	1,80	2,79	Bruch in der Fuge
5B5	179	1,80	2,68	Bruch in der Fuge
5C1	183	1,80	3,18	Bruch in der Fuge
5E4	179	1,80	3,39	Bruch in der Fuge
5E7	183	1,80	3,14	Bruch in der Fuge
5F5	179	1,80	3,23	Bruch in der Fuge
5G5	182	1,80	2,31	Bruch in der Fuge
5H4	182	1,80	2,95	Bruch in der Fuge
			iM. 2,96	

Tabelle 27: Werte der Restzugfestigkeit der Bohrkerne von Platte 5
nach 10⁵ Lastwechseln

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 2,31 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
5A4	8,6	2,20	-
5B2	-	-	21 470
5B3	8,8	2,25	-
5C5	-	-	76 700
5D4	-	-	8 800
5D7	-	-	200
5G1	8,9	2,28	-
5G2	-	-	1 990
5G6	8,7	2,24	-
5H7	-	-	36 900

1) Die Proben 5D4 und 5H7 brachen im Grundbeton, die übrigen in der Fuge

Tabelle 28: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an
Bohrkernen der Platte 5
Schwingbreite $\Delta\sigma = 2,21 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 1,80 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
5A6	-	-	200
5B8	-	-	1 600
5D3	-	-	2 000
5F8	-	-	17 800

1) Die Probe 5F8 brach im Grundbeton, die übrigen in der Fuge

Tabelle 29: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an
Bohrkernen der Platte 5
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,70 \text{ N/mm}^2$

A8	B8 1,80	C8	D8	E8	F8 1,80	G8	H8 Dübel
A7	B7 stat.	C7	D7 2,31	E7 1,80	F7	G7 stat.	H7 2,31
A6 1,80	B6	C6	D6	E6	F6 Dübel	G6 2,31	H6
A5 stat.	B5 1,80	C5 2,31	D5 stat.	E5 stat.	F5 1,80	G5 1,80	H5 stat.
A4 2,31	B4 stat.	C4	D4 2,31	E4 1,80	F4	G4 stat.	H4 1,80
A3 1,80	B3 2,31	C3 stat.	D3 1,80	E3	F3 stat.	G3	H3 Dübel
A2	B2 2,31	C2	D2 stat.	E2 stat.	F2 2,31	G2 2,31	H2
A1	B1 2,31	C1 1,80	D1	E1	F1 Dübel	G1 2,31	H1

Bohrkern-Nr.

stat. = statische Belastung

Dübel = Kern mit Dübel

Dezimalwert = σ_0 in N/mm² der Oberspannung bei dynamischer Belastung

Tabelle 30: Zuordnung der Bohrkerne von Platte 6
und Werte der Haftzugfestigkeit

Probe Nr.	σ_{Hz} (N/mm ²)	Bruchart
6A5	1,89	Bruch in der Fuge
6B4	1,33	Bruch in der Fuge
6B7	1,67	Bruch in der Fuge
6C3	1,62	Bruch in der Fuge
6D2	2,07	Bruch in der Fuge
6D5	1,98	Bruch in der Fuge
6E2	1,65	Bruch in der Fuge
6E5	2,20	Bruch in der Fuge
6F3	1,55	Bruch in der Fuge
6G4	1,56	Bruch in der Fuge
6G7	1,63	Bruch in der Fuge
6H5	1,72	Bruch in der Fuge
i.M. 1,74		

Tabelle 31: Zugfestigkeitswerte infolge statischer Belastung der Bohrkörner
von Platte 6
Prüfalter = 94 Tage

Probe Nr.	Probenalter (Tage)	10^5 LW Unterspannung: 0,10 Oberspannung (N/mm ²)	Statische Restfestigkeit nach 10^5 LW (N/mm ²)	Bruchart
6A3	Probe beschädigt			
6C1	196	1,80	2,48	Bruch in der Fuge
6D3	197	1,80	2,44	Bruch in der Fuge
6E7	198	1,80	2,70	Bruch in der Fuge
6F5	198	1,80	2,74	Bruch in der Fuge
6G5	197	1,80	3,02	Bruch in der Fuge
			iM. 2,68	

Tabelle 32: Werte der Restzugfestigkeit der Bohrkerne von Platte 6 nach 10^5 Lastwechseln

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 2,31 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
6A4	-	-	1 300
6B1	-	-	350
6B2	-	-	1 500
6B3	-	-	330
6C5	-	-	100
6D4	-	-	120
6D7	-	-	100
6F2	-	-	700
6G1	-	-	540
6G2	-	-	5 800
6G6	-	-	320
6H7	-	-	3 300

1) Die Probe 6G1 brach im Grundbeton, die übrigen in der Fuge

Tabelle 33: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an
Bohrkernen der Platte 6
Schwingbreite $\Delta\sigma = 2,21 \text{ N/mm}^2$

Probe Nr. 1)	Beim Anfahren der Oberlast gebrochen		Oberspannung 1,80 N/mm ² Unterspannung 0,10 N/mm ² Ertragene Lastwechsel
	Bruchlast (kN)	Bruchspannung (N/mm ²)	
6A6	-	-	69 800
6B5	-	-	1 850
6B8	-	-	500
6E4	-	-	330
6F8	-	-	1 400
6H4	-	-	150

1) Die Proben 6B5 und 6E4 brachen im Grundbeton, die übrigen
in der Fuge

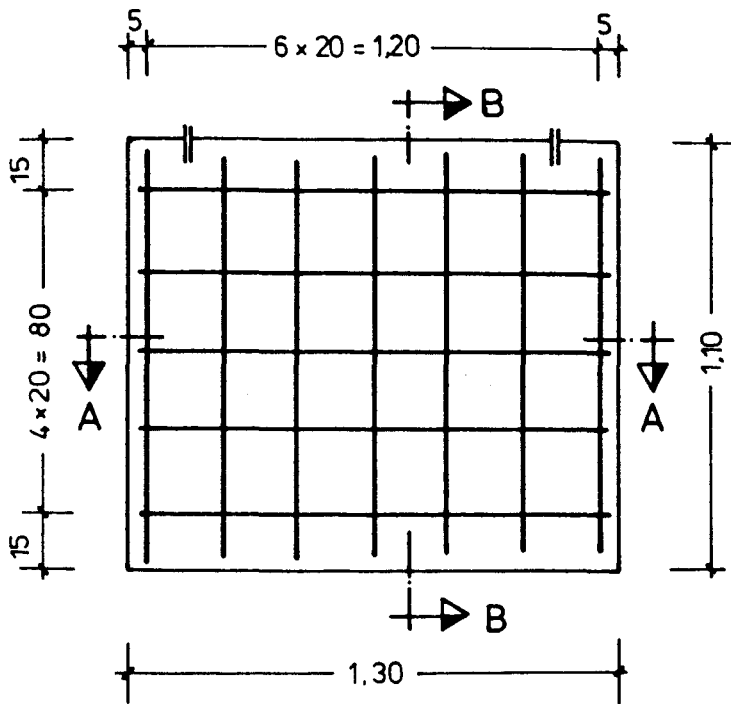
Tabelle 34: Ergebnisse der dynamischen Beanspruchung an
Bohrkernen der Platte 6
Schwingbreite $\Delta\sigma = 1,70 \text{ N/mm}^2$

			Probenanzahl											
Dynamische Zugbeanspruchung (N/mm ²)			Platte 1 Überkopf 2+2+1			Platte 2 Überkopf 4+1			Platte 5 horizontal 2+2+1			Platte 6 horizontal 4+1		
σ_0	σ_u	$\Delta\sigma$	Ertragene LW			Ertragene LW			Ertragene LW			Ertragene LW		
			0	$\geq 10^2 < 10^5$	10^5	0	$\geq 10^2 < 10^5$	10^5	0	$\geq 10^2 < 10^5$	10^5	0	$\geq 10^2 < 10^5$	10^5
2,31	0,10	2,21	5	6	0	7	7	0	4	6	2	0	12	0
2,19	0,10	2,09	nicht geprüft			0	7	2	nicht geprüft			nicht geprüft		
2,06	0,10	1,96	3	5	1	2	4	5	nicht geprüft			nicht geprüft		
1,80	0,10	1,70	0	8	1	1	1	6	0	4	8	0	6	6
1,67	0,10	1,57	0	1	5	0	0	6	nicht geprüft			nicht geprüft		
1,54	0,10	1,44	0	1	11	nicht geprüft			nicht geprüft			nicht geprüft		

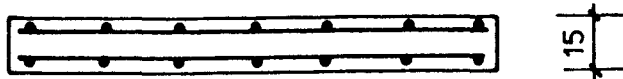
Tabelle 35: Zusammenstellung über die dynamischen Versuche

Platten Nr.	Schwing- breite $\Delta\sigma$ (N/mm ²)	Restzug- festigkeit nach 10 ⁵ LW (N/mm ²)	Stat. Zugfestig- keit (N/mm ²)	Erhöhung der stat. Festigkeit (%)
1	1,54	2,83	2,29	24
	1,67	2,73		19
	1,80	2,89		26
	2,06	3,37		47
	verschieden	2,84		24
2	1,67	2,71	2,16	25
	1,80	3,12		44
	2,06	3,16		46
	2,19	3,20		48
	verschieden	3,00		38
5	1,80	2,96	2,31	28
	2,31	3,33		44
	verschieden	3,03		31
6	1,80	2,68	1,74	54

Tabelle 36: Restzugfestigkeiten



Ansicht



Schnitt A-A

② $2 \times 5 = 10 \varnothing 10; e = 20 \text{ cm}, L = 1,25 \text{ m}$

Transport-
haken



Schnitt B-B

① $2 \times 7 = 14 \varnothing 10, e = 20 \text{ cm}, L = 1,05 \text{ m}$

Stahlgüte IV S

Beton : B 45

Betonrezept s. Tabelle 1

Bild 1: Schal- und Bewehrungsplan der Versuchskörper des Grundbetons

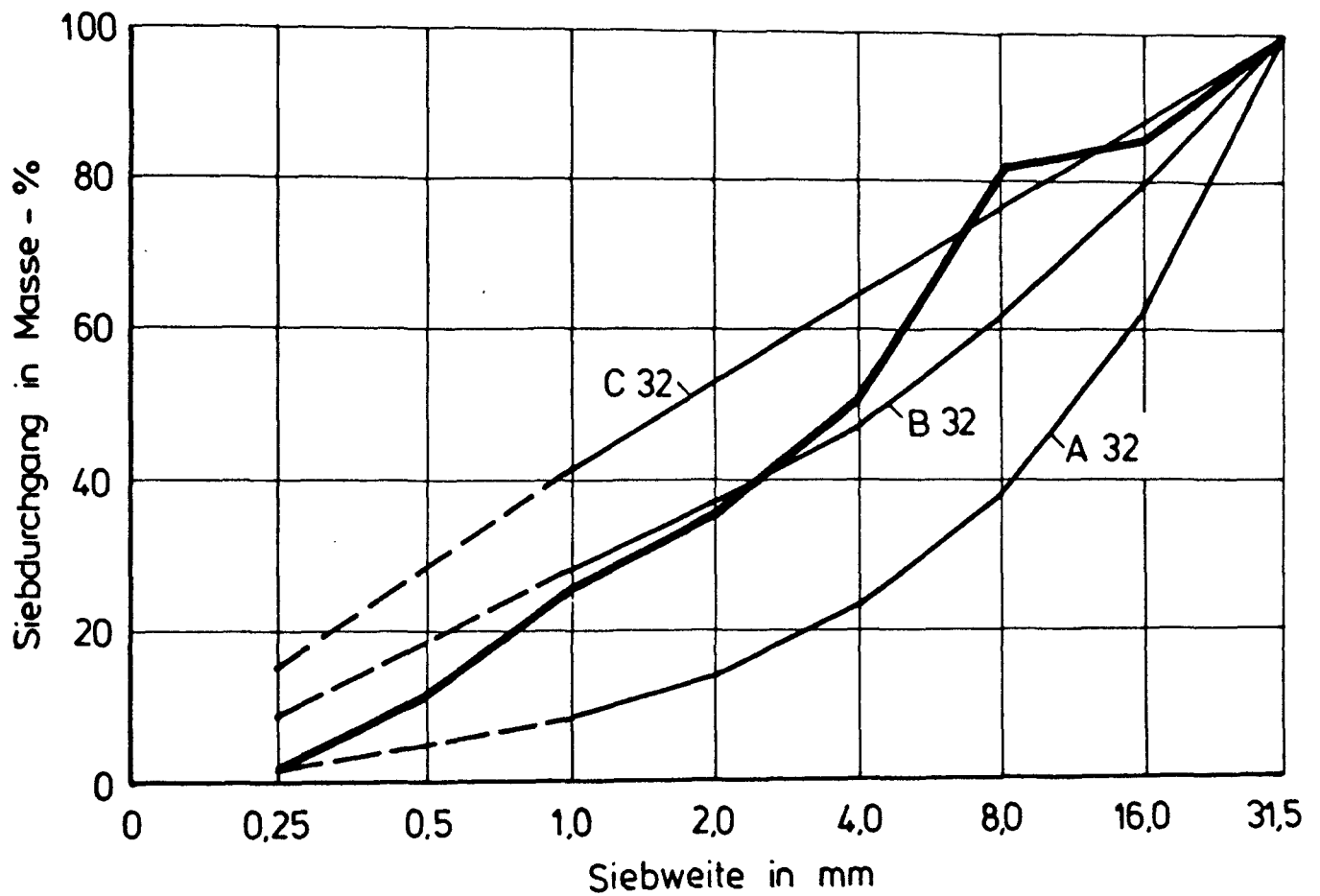


Bild 2: Sieblinie der Kieszuschläge des Grundbetons

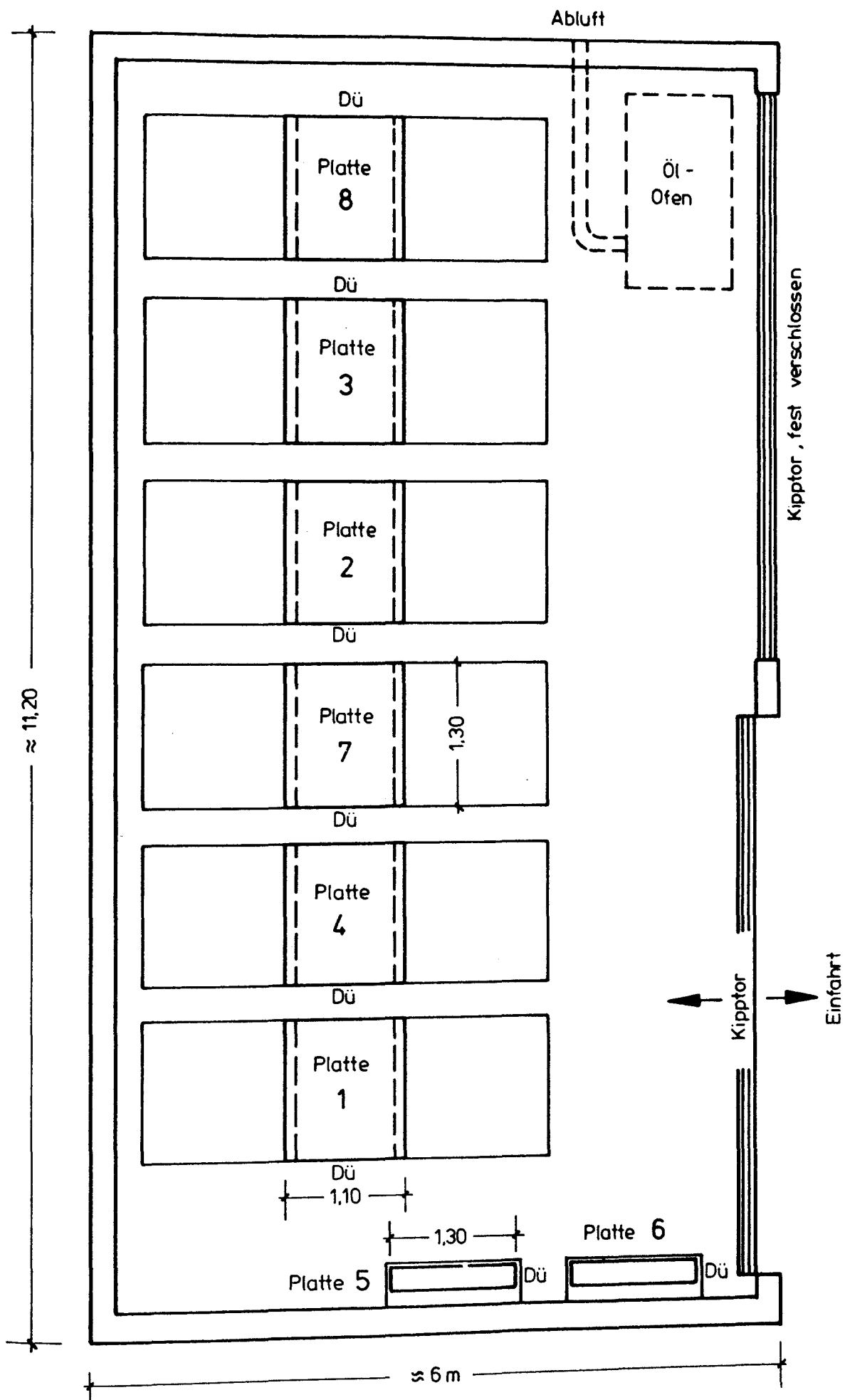


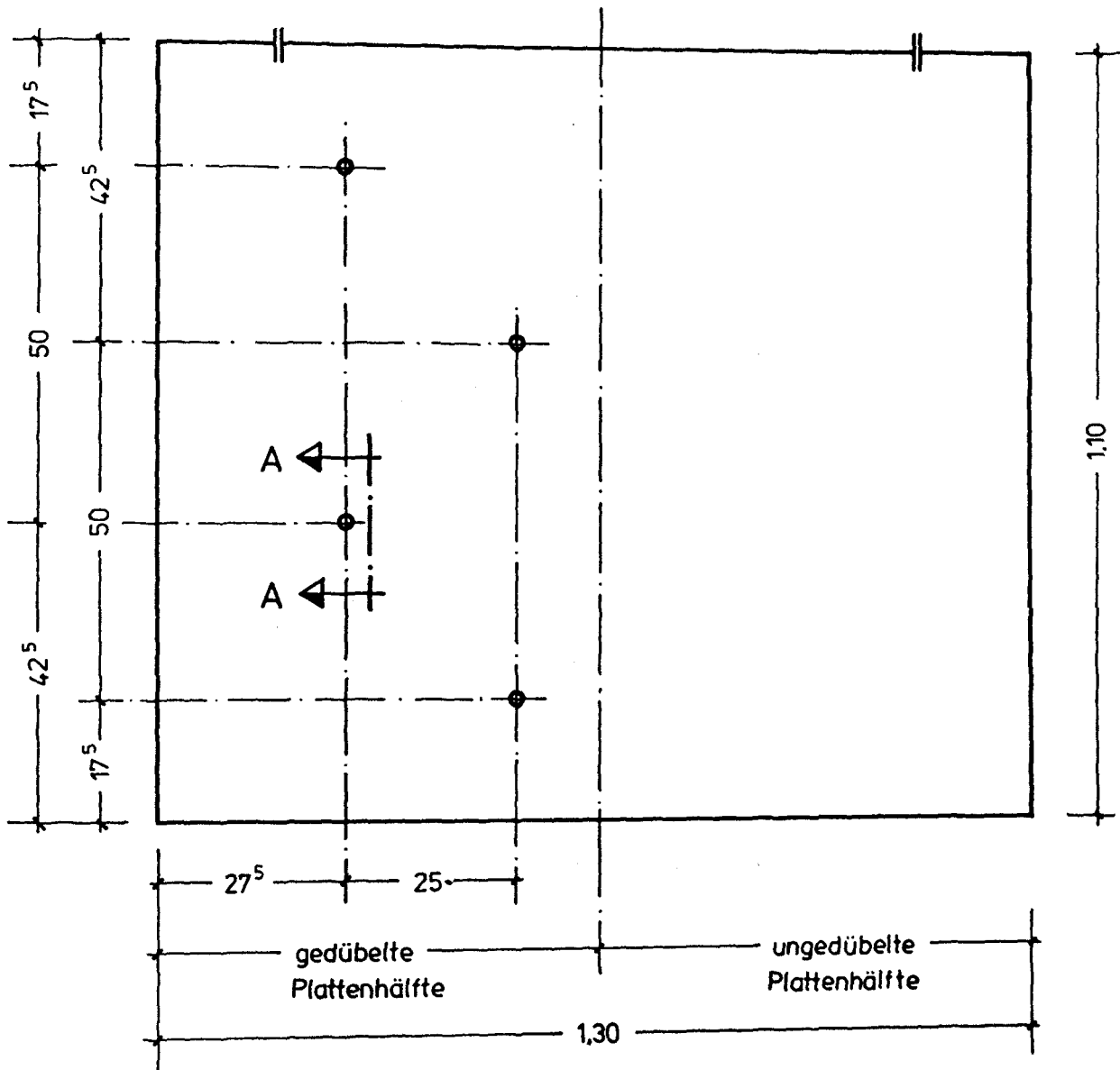
Bild 3: Grundriß der Garage mit Versuchsaufbau für die Spritzarbeiten



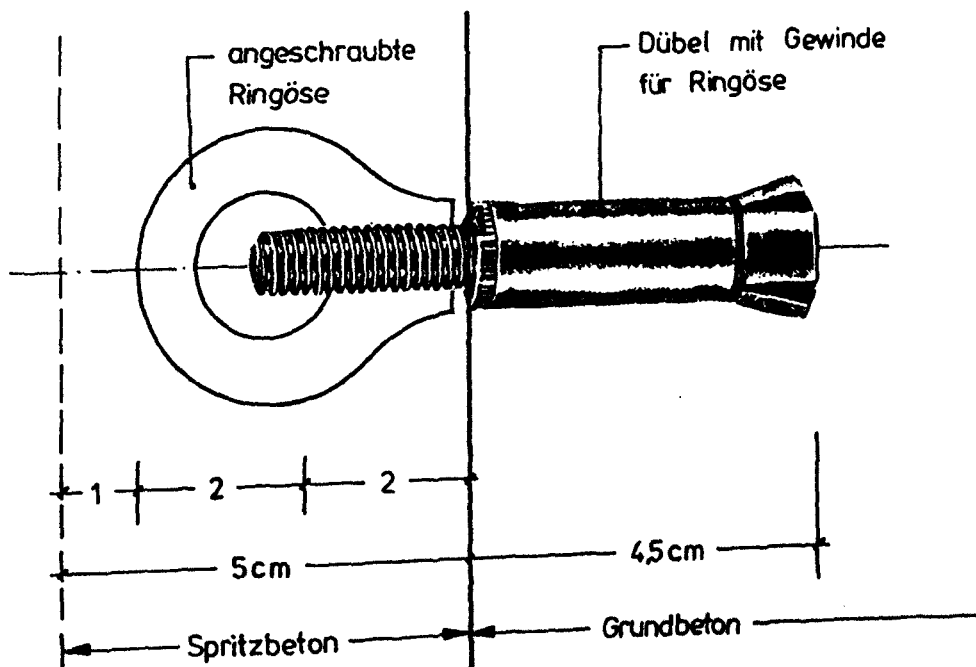
Bild 4: Gestrahlte Platte mit den Stellen
für die Dübel



Bild 5: Transport der gestrahlten Platten
in die Garage



Ansicht gegen die zu spritzende Seite



Schnitt A-A

Bild 6: Anordnung der Dübel



Bild 7: Unterfläche der Platten, hier Platte 1, unmittelbar vor dem Spritzen



Bild 8: Versuchsaufbau der Überkopf zu spritzenden Platten 1, 2, 3, 4, 7 und 8



Bild 9: Mischanlage für den
Stahlfaserspritzbeton



Bild 10: Spritzmaschine



Bild 11: Düse mit Wasserzufuhr des Trockenspritzverfahrens



Bild 12: Überkopfspritzung der Platte 1



Bild 13: Horizontalspritzung der Platte 6



Bild 14: Platte 6 nach Spritzauftrag

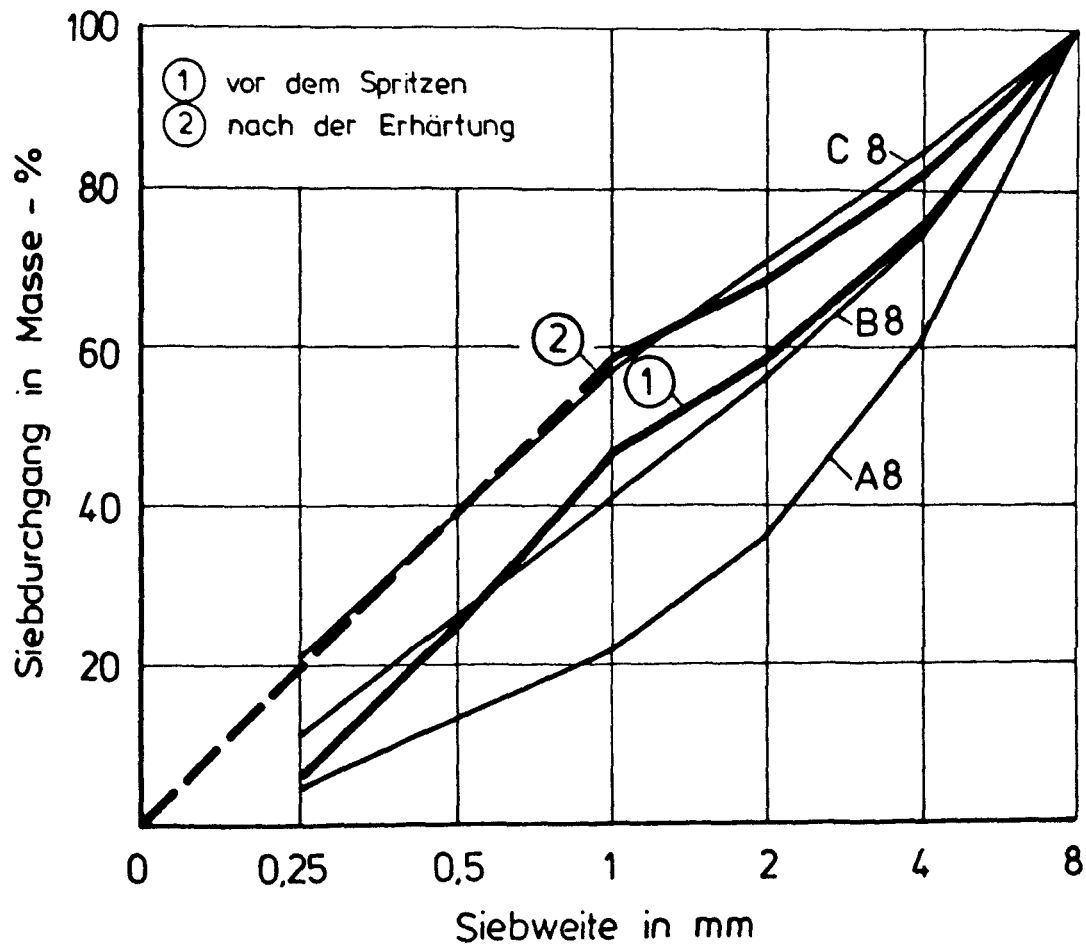
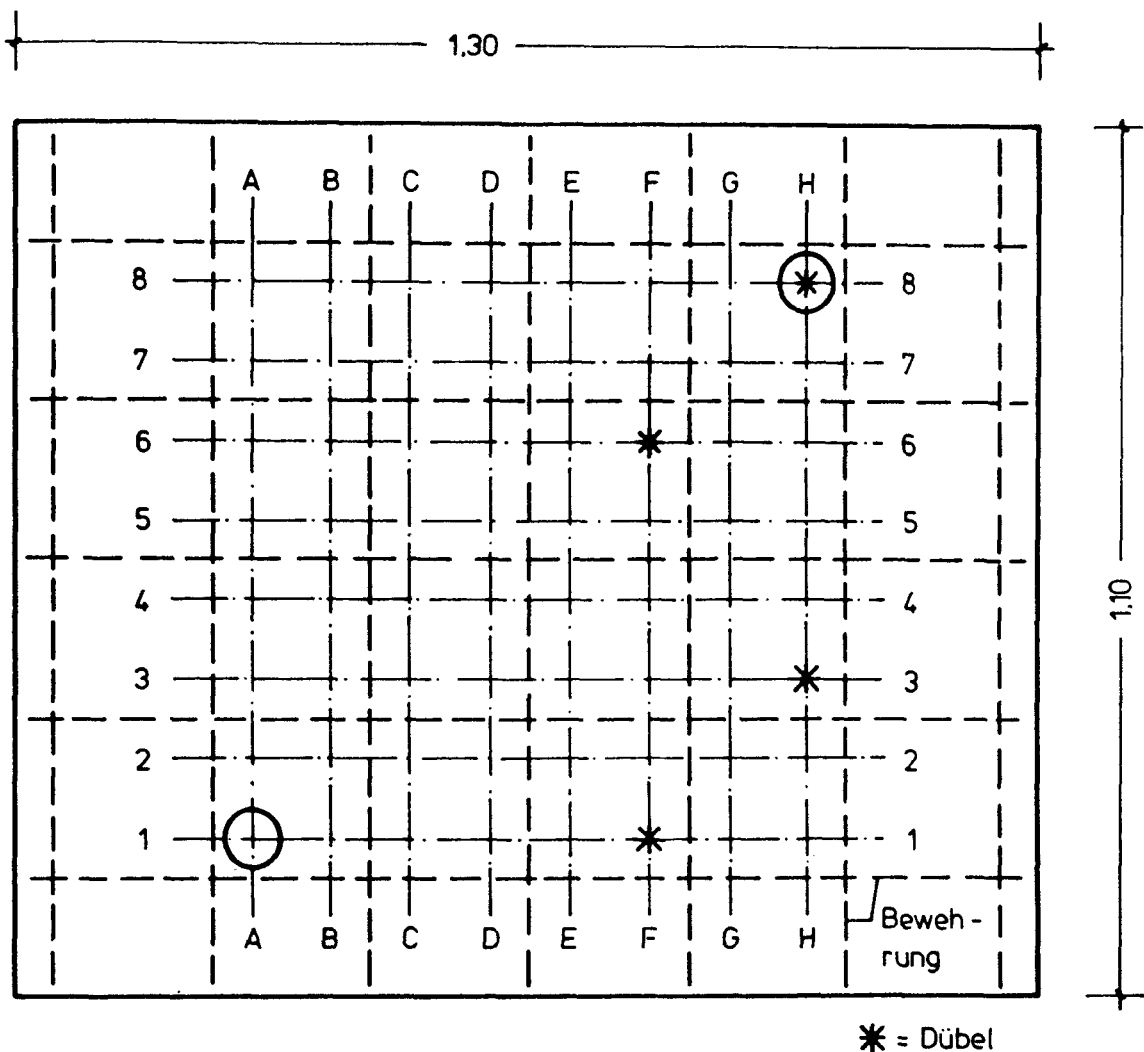
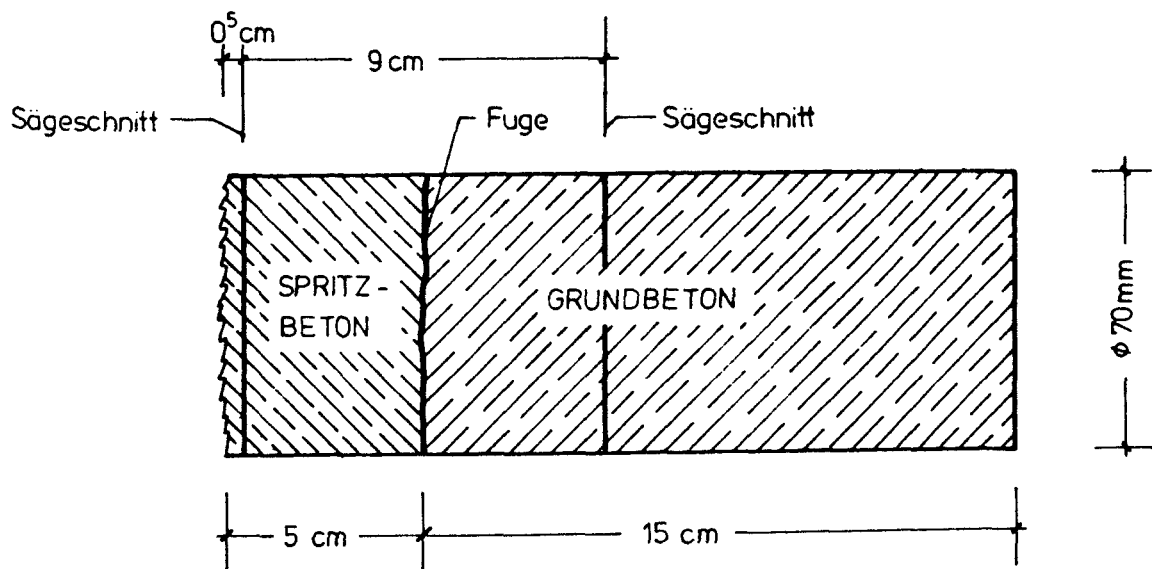


Bild 15: Sieblinien des Spritzbetons



Bohrplan im Raster

- Ansicht von der nicht gespritzten Seite -



Schneideplan für Bohrkerne

Bild 16: Probenvorbereitung

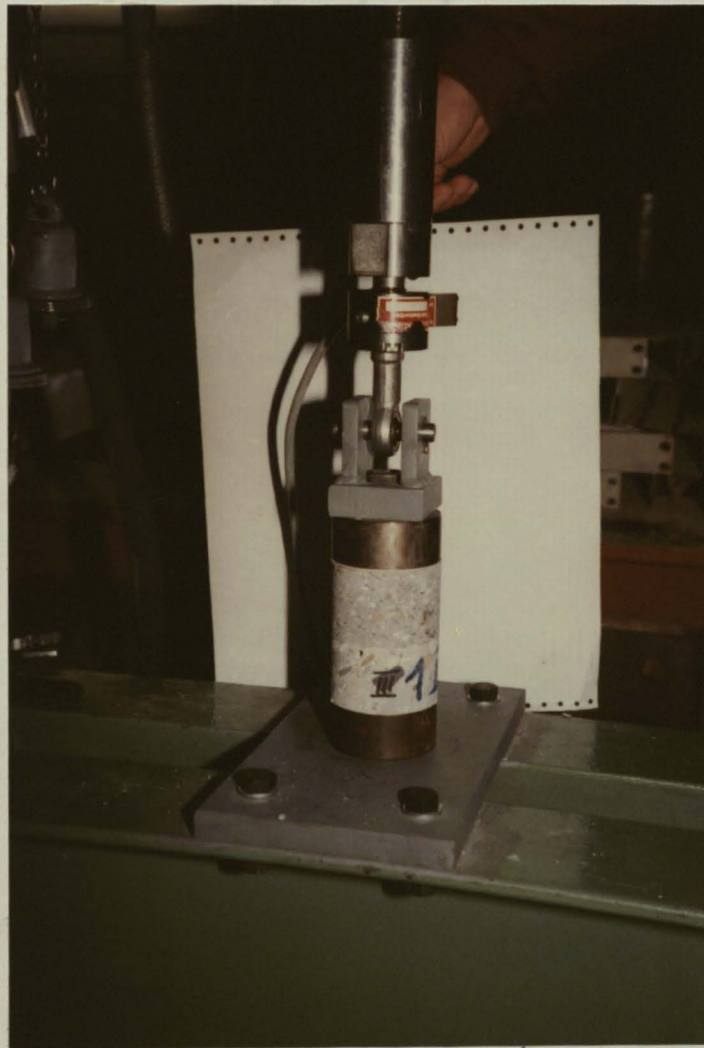


Bild 17: Prüfeinrichtung für die dynamischen Zugversuche

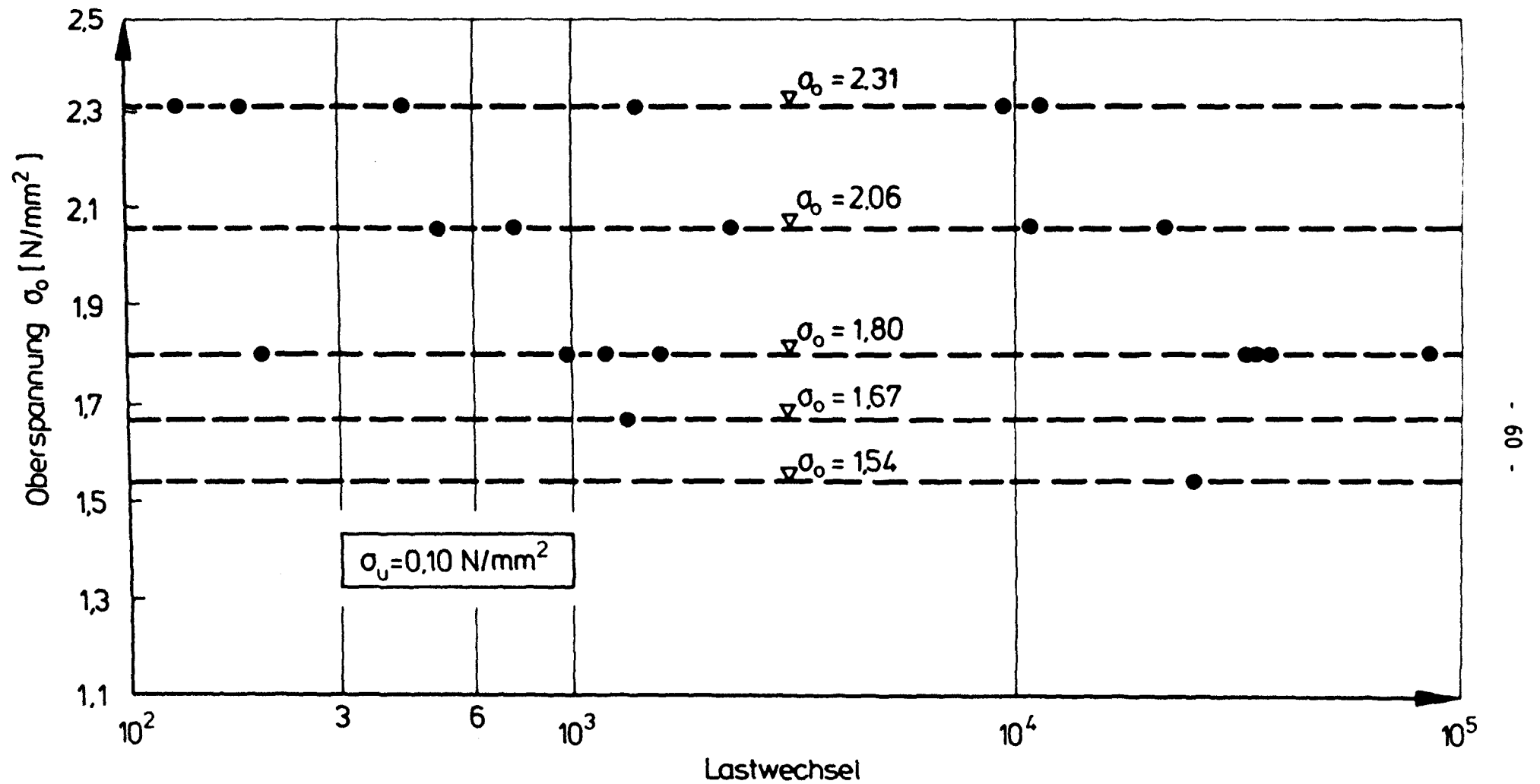


Bild 18: Ermüdungsdiagramm der Bohrkerne von Platte 1

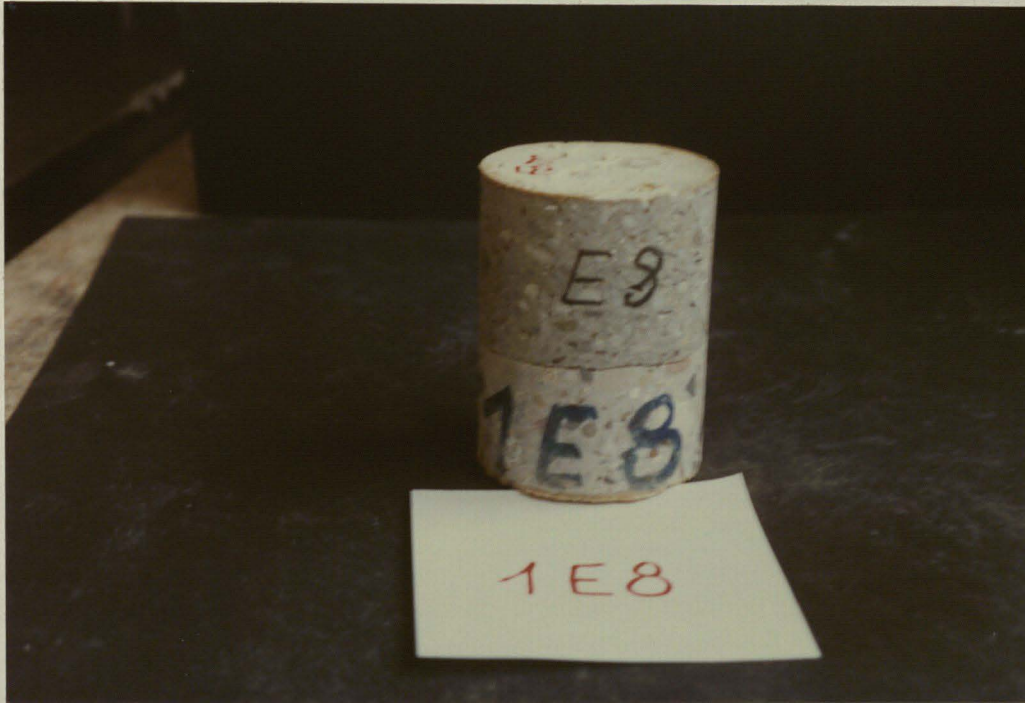


Bild 19: Bruch in der Fuge - Ansicht

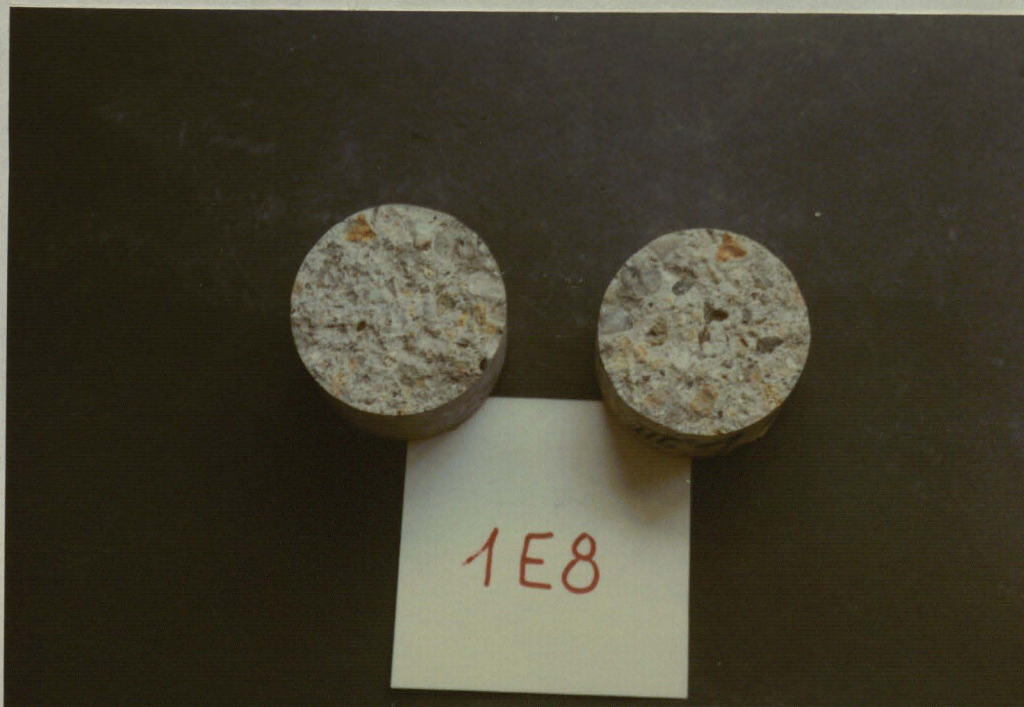


Bild 20: Bruch in der Fuge - aufgeklappter Kern

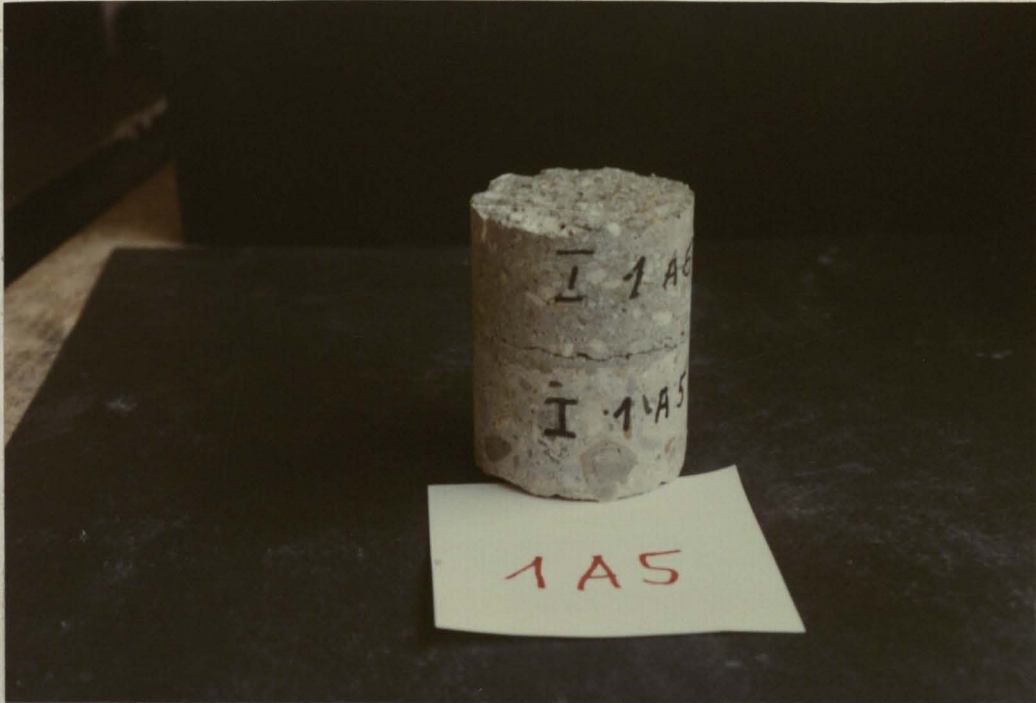


Bild 21: Bruch im Stahlfaserspritzbeton - Ansicht

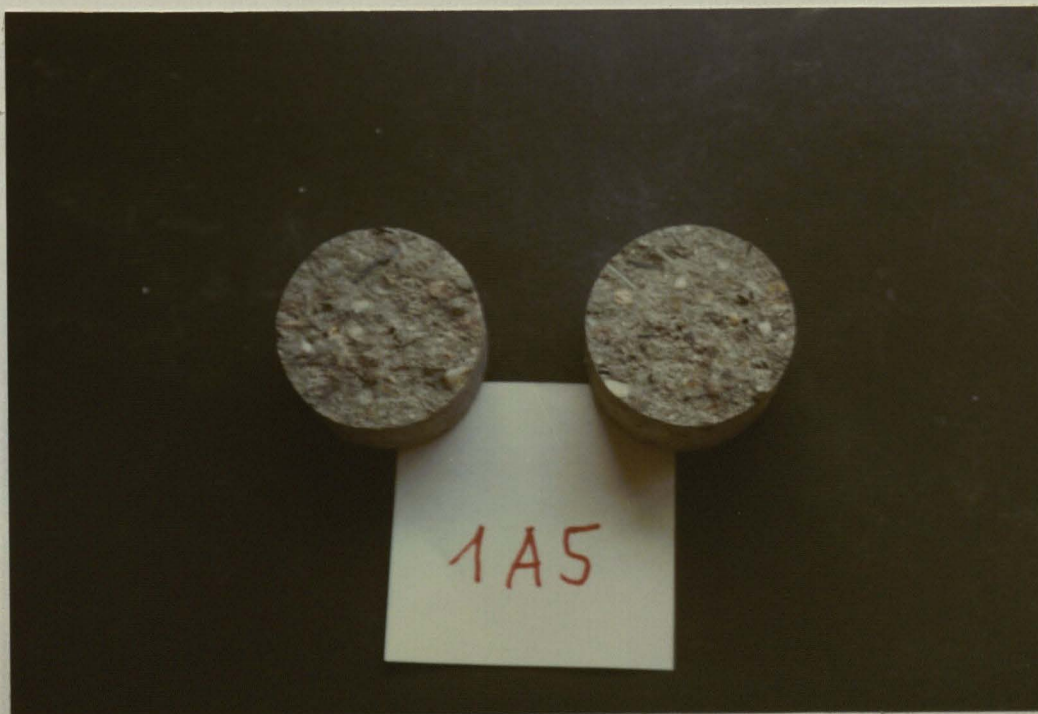


Bild 22: Bruch im Stahlfaserspritzbeton - aufgeklappter Kern

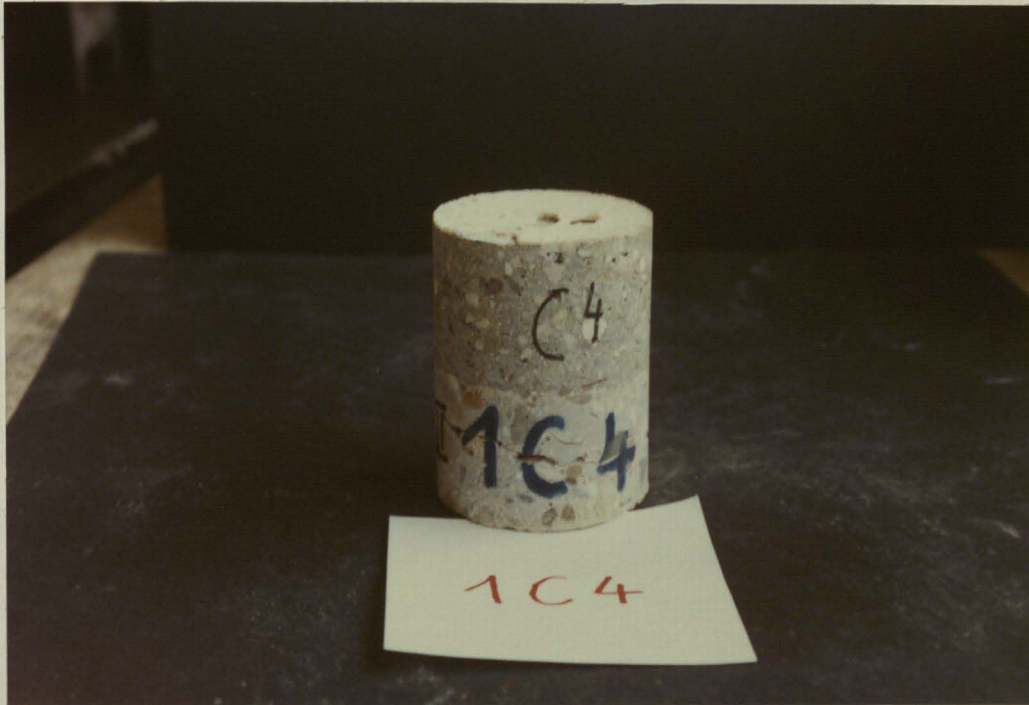


Bild 23: Bruch im Grundbeton - Ansicht



Bild 24: Bruch im Grundbeton - aufgeklappter Kern

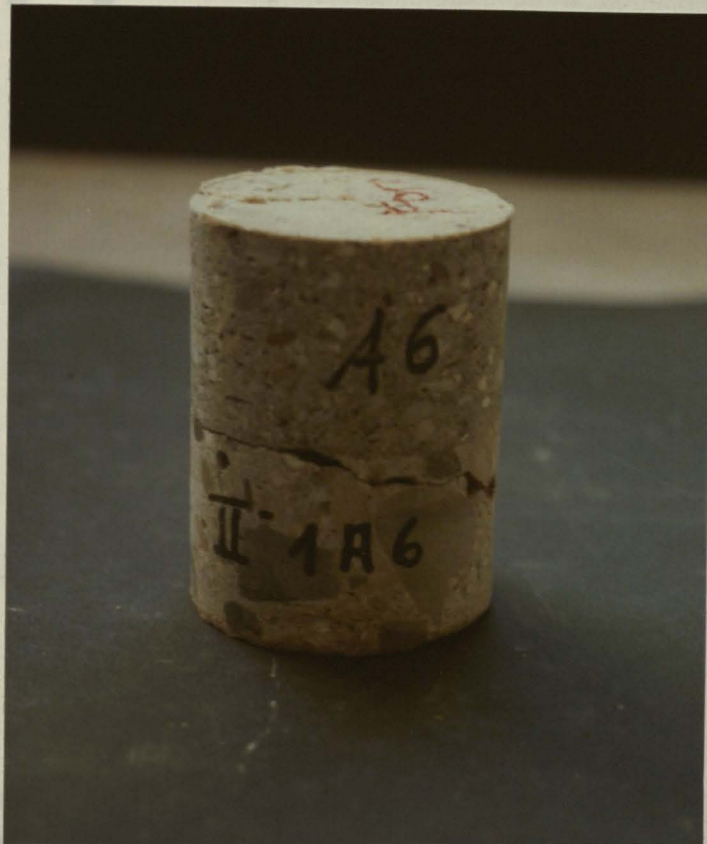


Bild 25: Mischbruch Fuge/Grundbeton - Ansicht



Bild 26: Mischbruch Fuge/Grundbeton - aufgeklappter Kern

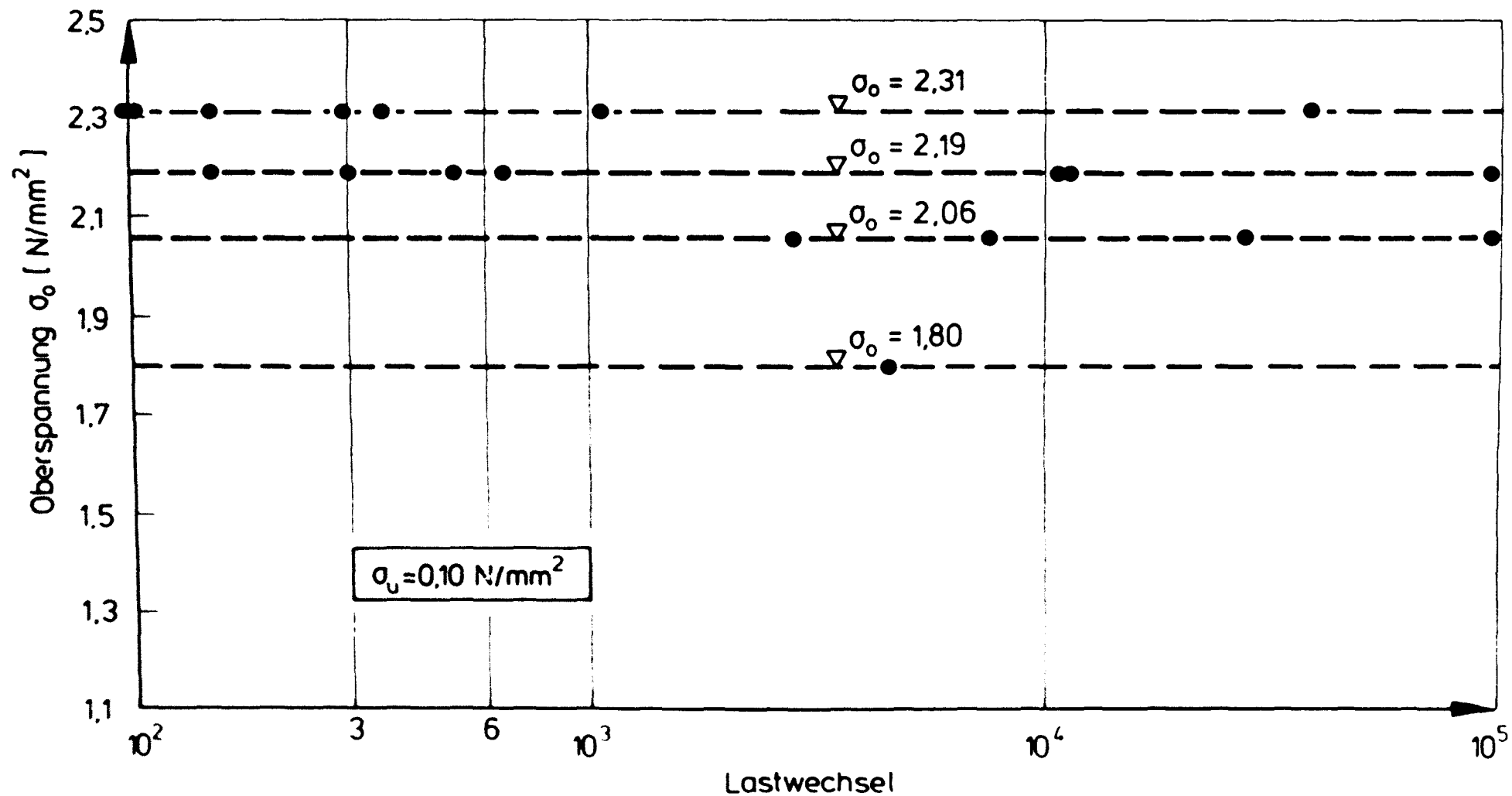


Bild 27: Ermüdungsdiagramm der Bohrkerne von Platte 2

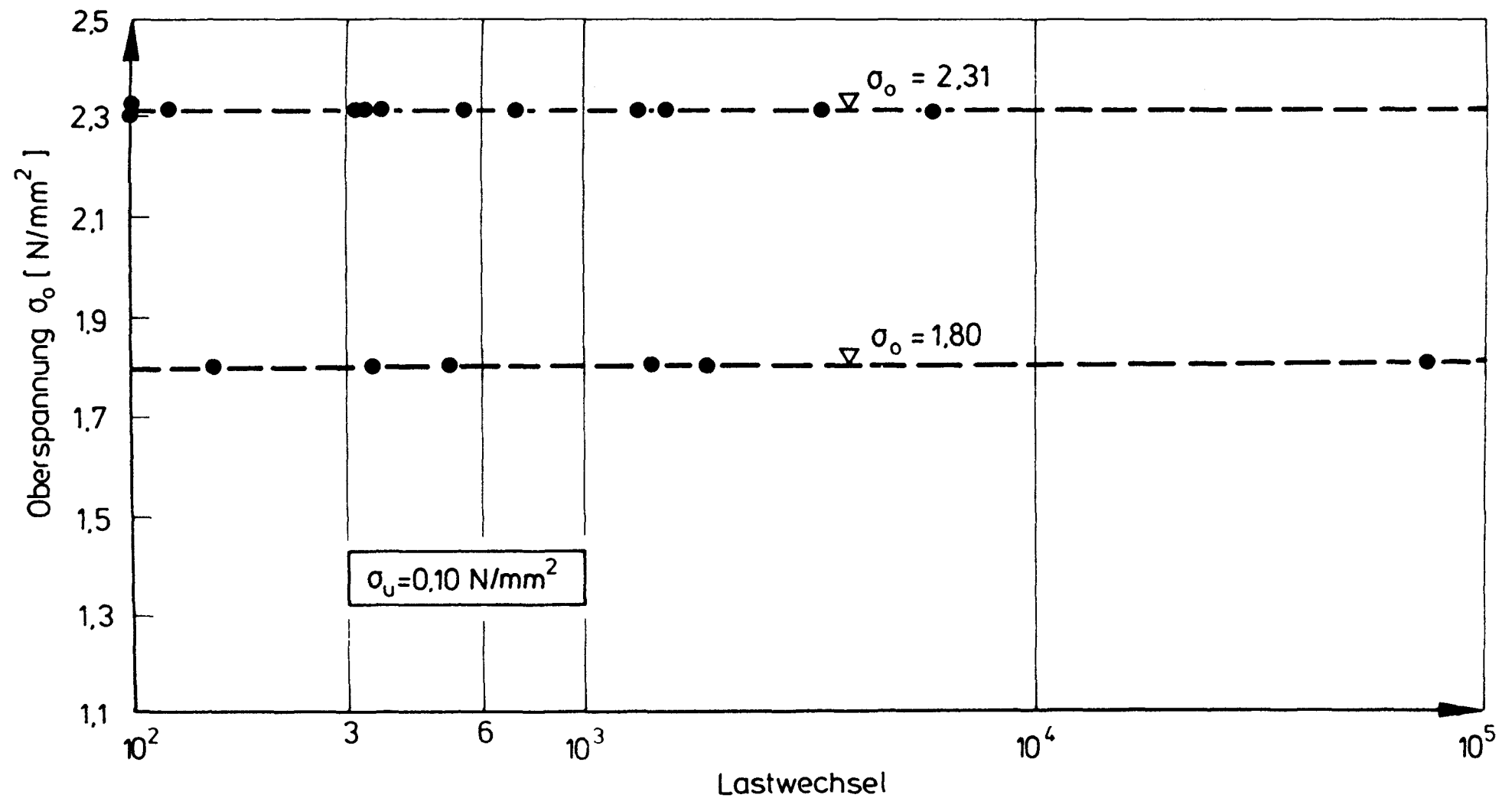


Bild 28: Ermüdungsdiagramm der Bohrkerne von Platte 5

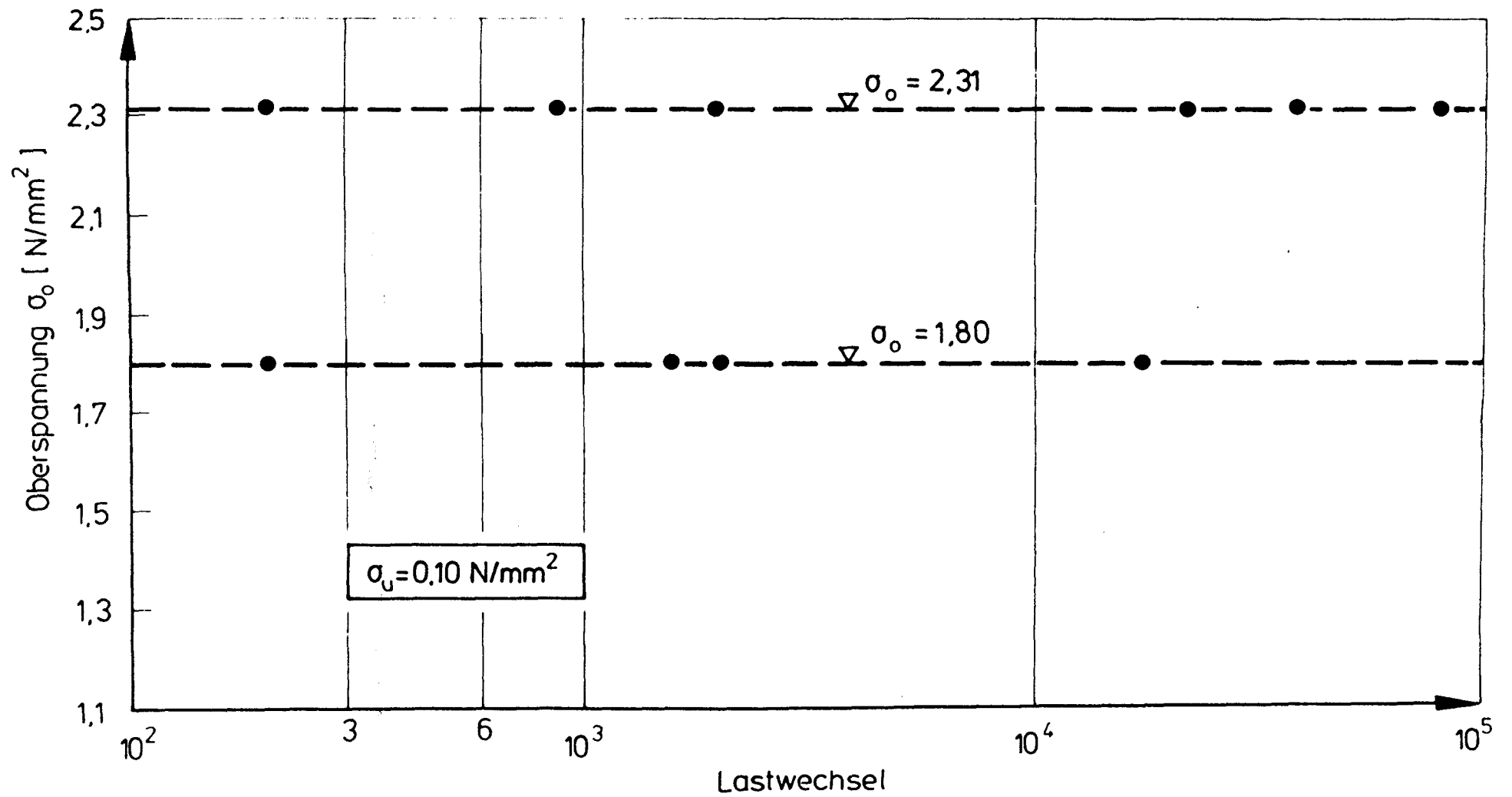


Bild 29: Ermüdungsdiagramm der Bohrkerne von Platte 6

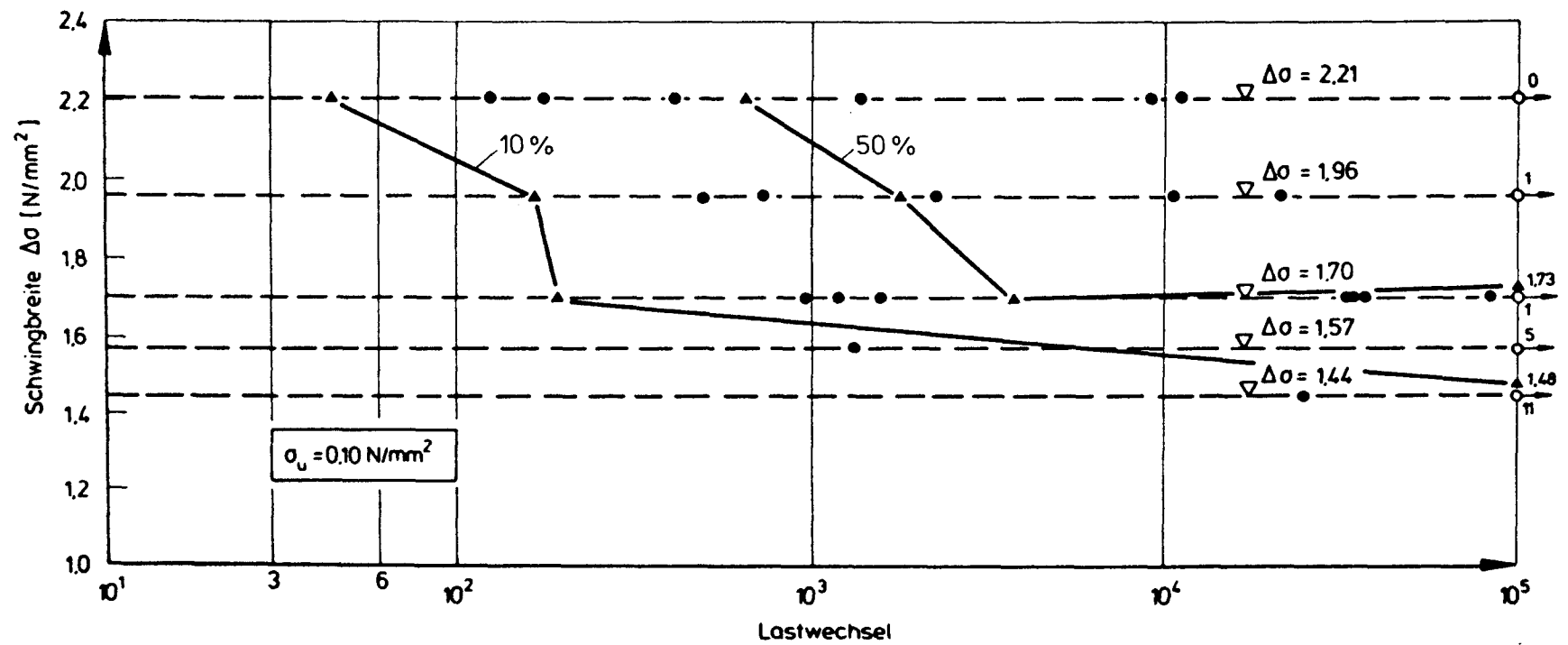


Bild 30: Rechnerische Bruchhäufigkeiten von Platte 1

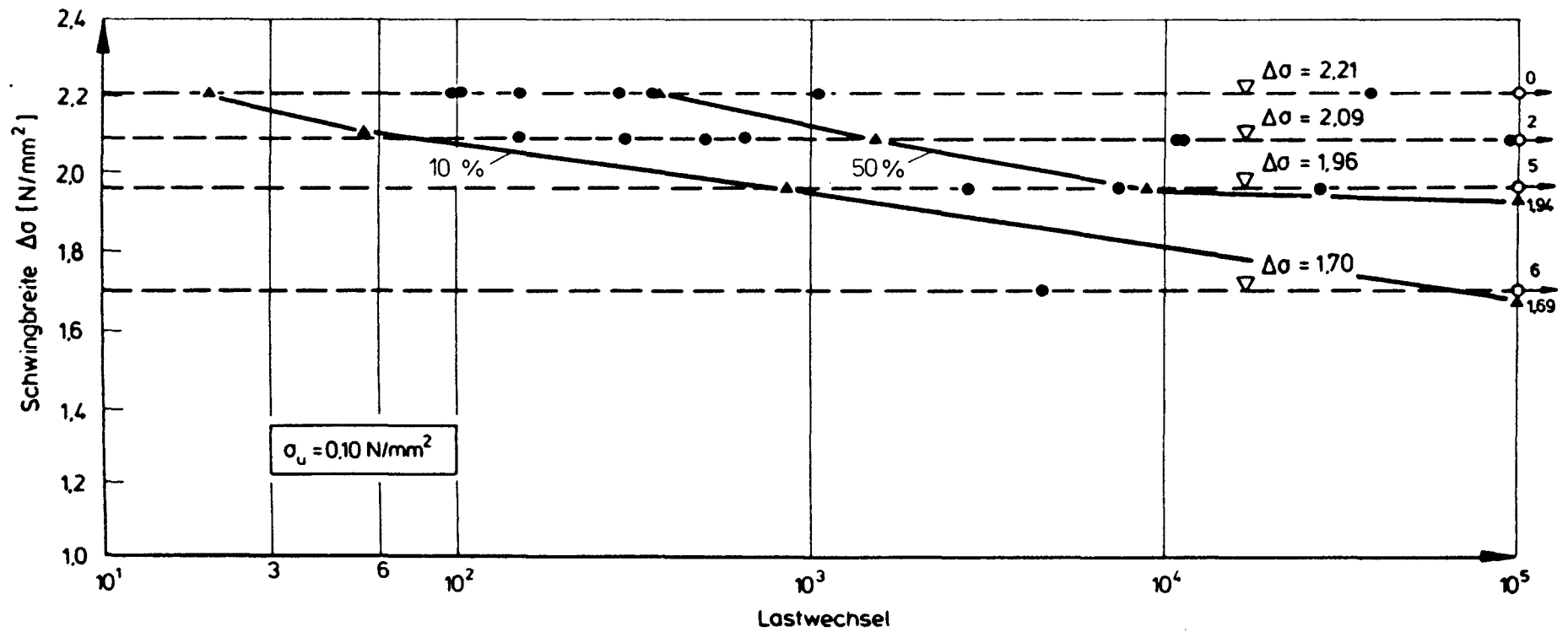


Bild 31: Rechnerische Bruchhäufigkeiten von Platte 2

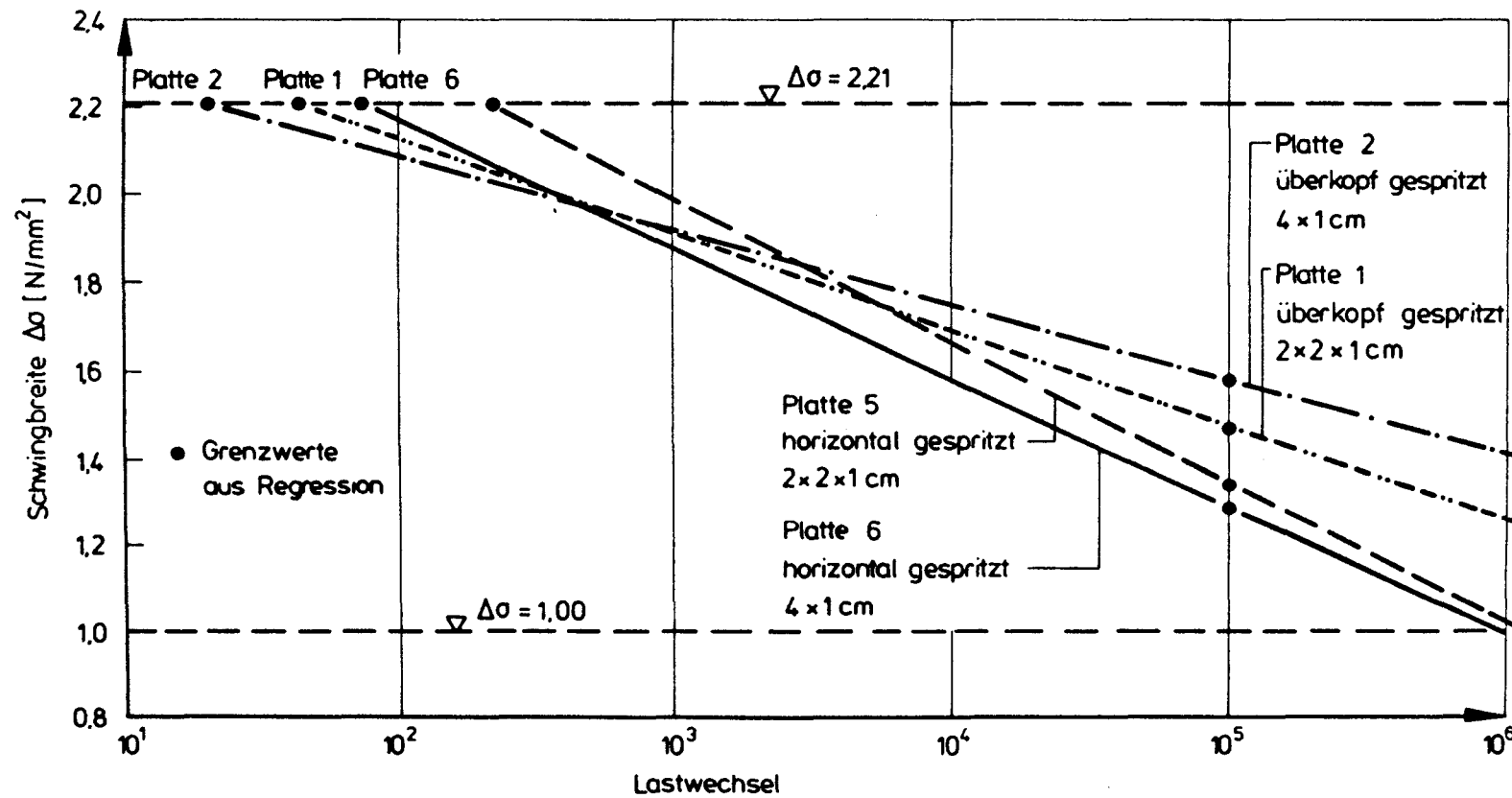


Bild 32: Erwartung der Lebensdauer bei 10 % Versagenswahrscheinlichkeit

RAILWAY TUNNELS OF TODAY

Goichi FUKUCHI

Dr. Eng., Executive Director
Japan Tunnelling Association

1. INTRODUCTION

It was about 160 years ago that a principal part in transport tunnels was shifted from cannal tunnels to railway ones. Since then, the railway tunnel has been a forerunner in the history of tunnel construction. It is compelled to become long because of its routing unfavourably limited in curvature and in gradient. As a natural result, the tunnelling forcibly encounters poor geologies such as fractured fault zone, swelling rocks or heavy water-bearing ground more frequently than other kind of tunnels.

It should be mentioned that the factors which characterize are, in addition to these passive conditions, rather active situations; rapid development of tunnelling technologies since these 40 years in such a way as increasing the rate of excavation by the assistance of mechanical energies, and as innovating tunnel support techniques which enable to overcome poor geologies. It is no more unreasonable to conceive the construction of longer tunnels from a technical and even an economical viewpoints. Furthermore, the speed-up of train running is spurring upon this trend.

Setting aside the problem of tunnel length, the importance of cross-sectional area must be emphasized, especially much more for tunnels of high-speed running use. The main reason is that aerodynamic problems such as drag forces in a tunnel become serious. The determination of the cross-sectional area should be made in finding a meeting ground of cost for construction increased due to enlargement on one hand, and that for operation and maintenance decreased on the other hand.

This report, after generalizing some features of railway tunnels, outlines points of particular concern with planning of railway tunnels when focussing upon the highspeed running in a tunnel.

2. LENGTH OF TUNNELS

In 1826, Terrenoir Tunnel was inaugurated in France as the first railway tunnel in the history, but with a traction by horses. The first tunnel on the mechanized railway was Kilsby Ridge Tunnel of 2.2 km constructed in 1838 in England. But it is worthwhile to look back at the history of Mont Cenis Tunnel of 12.85 km, constructed already 116 years ago. Excavation of this tunnel was achieved in using airdrills for the first time in the world, and mucking-out

was done with railed horse box without any vertical or inclined shafts.

Successive constructions of St. Gotthard Tunnel of 15 km long and Arlberg Tunnel of 10.24 km were carried out, and towards the beginning of this century Simplon Tunnel of 19.8 km long was constructed, which had been the longest one in the world until the appearance of Dai-Shimizu Tunnel. It should be noted that a sign of railway tunnels apt to be long, was recognized already about a century before.

What is very symbolic is that three tunnels almost in parallel had been constructed across the same ridge in Japan as is shown in Fig. 1. The oldest one is Shimizu Tunnel constructed in 1931, the second is Shin-Shimizu Tunnel in 1967, both being single-track tunnels in narrow gauge line, and the newest is Dai-Shimizu Tunnel, double-tracked, constructed in 1982.

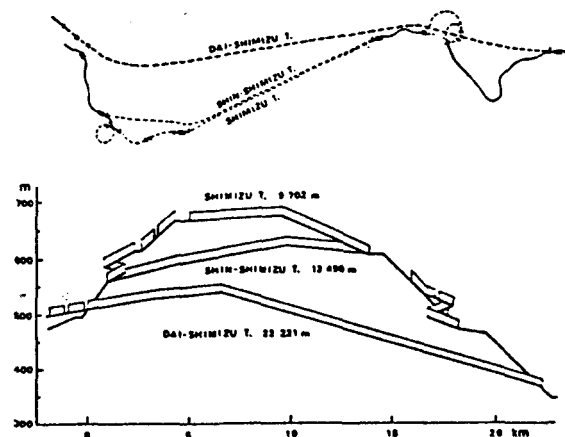


Fig. 1 Three tunnels in parallel with different construction ages

At the both sides of Shimizu Tunnel, loop tunnels with steep gradient and small radius of curvature are seen in the figure, which enable to gain the altitude. Such kind of tunnel was often constructed also in transalpine railways. While, Dai-Shimizu Tunnel is for high-speed Shinkansen use, where it is not adequate to locate such loop tunnel. The length of this tunnel is 22.221 km and its radius of curvature is limited below to 4 000 m, being the longest in the world now.

For the excavation of railway tunnels, especially of high-speed use, there is no resort of changing the route as occasion may require when poor geology is suppose to block the way. To make sure of advancing the excavation in high-pressured aquiferous zone for example, drain drifts or a detour for grouting are effective to avoid violent water in-flows. Fig. 2 shows an example of drifts excavated to drain faulted zone encountered during the construction of Rokko Tunnel in Japan.

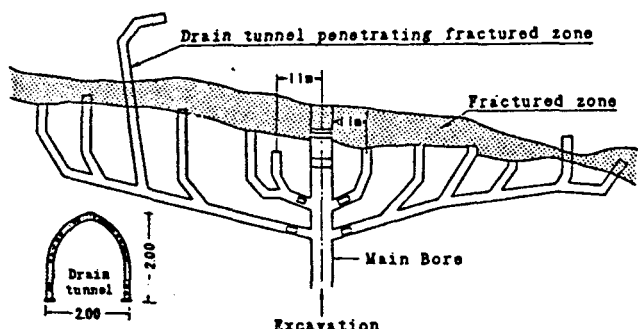


Fig. 2 Drifts for drain at Rokko Tunnel

In case of a drought anticipated to give rise to a serious enviromental problem, or of water in-flows without limit as that of the sea water, complete stop of water by means of grouting is indispensable. In this way, the construction of railway tunnels since longtime, coping with bad conditions of ground, has been producing incentives to make progress of tunnelling technologies.

3. CROSS-SECTION OF TUNNELS

Cross-section of railway tunnels should be so determined not only to satisfy mechanical stability conditions, but not to break the construction guage for ensuring a passage of vehicles without obstacle and of wayside workers without danger.

As for the excavation in soft rocks, it has been accustomed to drive a small heading followed by other divided sections with certain distance. The full-face drive is carried out only when the rock is judged to be sufficiently sound. Such a division of the section testifies that in general the excavation of smaller section is safer than of larger one, being able to support the roof, face and sides. More single-track tunnels have been preferably constructed even on double-track lines. Mont Cenis and St. Gotthard Tunnels are of double-track cross-section, and it is supposed that ensuring the stability in those days was certainly very difficult.

In these days, the Channel Tunnel is to be constructed with the conception of twin single-track bore. This is supposed to come from other reasons rather than problem of the stability; namely that the cross-section could stay in relatively thin chalk marl layer and that a machine for excavation would be easily prepared without any particular consideration of a large diameter.

As a matter of fact, there was an alternative for the conception of Seikan Tunnel with twin single-track bore. The high permeability of rock being estimated, it was decided to choose a double-track bore by a judgement that the twin single-track bore would be disadvantageous due to considerable necessary amounts of grout in comparison to the double-track one. Incidentally, the necessary amount of grout for the twin bore would become 1.3 to 1.5 times that of the other.

In addition, the aerodynamics of the train running in a tunnel must be considered for these options. This problem will be discussed later. Other important problems adherent to the railway tunnel are measures to be taken against disastrous happenings such as derailment, fire, cave-in of tunnel or flood. But security of lives or the restoration depends on the condition of abnormality, then it is difficult to find a unified way.

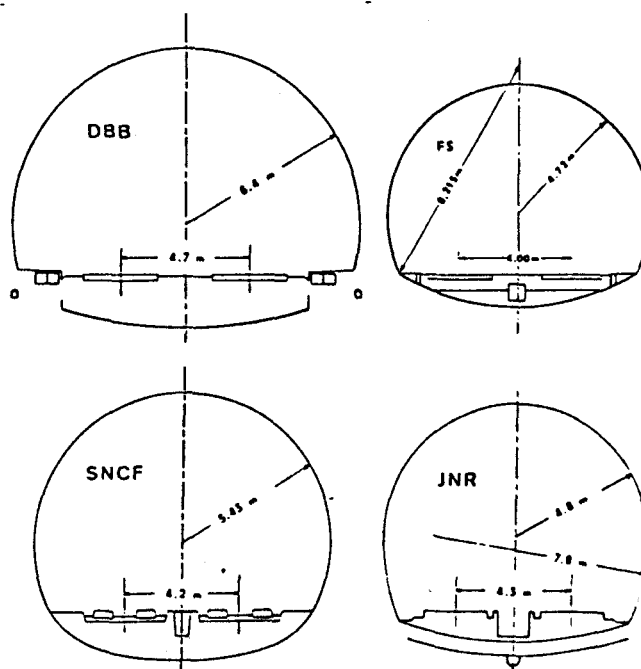


Fig. 3 Comparison of cross-section for high-speed railway tunnels

Projects of high-speed railway are now being implemented, especially in Europe. For example, Hannover-Würzburg of the DBB, TGV-Atlantique of the SNCF, Direttissima Roma-Milano of the FS and so on. Relatively long tunnels are under construction or about to be completed as an important structure. Fig. 3 shows the typical cross-section of tunnels in these high-speed railways including that of Shinkansen in Japan.

To mention of the DBB's cross-section, the finished sectional area is very large (81 m^2) and the profile is rather flat. This is supposed due to the big centre/centre distance of track (4.7 m) and to wide side passages. The maximum train speed will be 250 km/h in this tunnel, and a very low-speed running on one track will facilitate maintenance works for another track.

As to that of the SNCF, the sectional area is 71 m^2 for the maximum speed of 270 km/h, and the profile has

seemingly in a mechanically good stability. The centre/centre distance of track is 4.2 m, similar to that of Tokaido Shinkansen in 210 km/h use. The width of side passages is narrower than that of the DBB.

A slightly smaller cross-section is provided for the FS's tunnel. It is supposed owing to a small vehicle gauge as well as a small construction gauge. The profile is of simple circular, and side passages are relatively large with respect to the cross-section.

The last one is that of Shinkansen for 260 km/h running. The centre/centre distance of tracks 4.3 m. Only one passage is situated in the middle of the formation, then the invert is subject to be deeper and further the centre drain has to be installed below the invert.

Hereupon, it should be noted for the design of tunnel cross-section, to take account not only of geological conditions but of the condition of operation such as vehicle and construction gauges, train speed and also a track maintenance system to be adopted. Track maintenance work in a tunnel under high-speed running shall not be allowed any more, some maintenance system like that of the DBB or man-hour saving system such as slab track without ballast should be devised.

4. AERODYNAMIC PROBLEMS

At high-speed running in a tunnel, some aerodynamic phenomena become conspicuous and important. The number and length of tunnels increase with train speed as above-mentioned, then it can be said that aerodynamic problems are self-inflicted and inevitable.

Among these problems, the air drag of train in a tunnel is not directly perceptible for passengers, but is a priori easily imagined to be far greater than in open air. In a single-track tunnel, the air drag becomes two to three times that in a double-track tunnel.

Another problem is the air pressure change produced by high-speed entering of a train into a tunnel, which constitutes a compression wave travelling towards the exit portal with the sound velocity. Then it reflects there becoming an expansion wave, and goes back towards the entrance portal. The train encounters this expansion wave and passengers perceive discomfort at the eardrum.

These two problems have been treated by many reports^{1), 2)}, and more detailed description is ignored in this report. These problems attribute to the determination of the cross-section of tunnel in connection with the train speed when any means will not be devised at the vehicle side.

As a newly imposed problem, a boom noise around the exit portal of tunnel should be mentioned. The thing in question is a sharp triangular pressure pulse as shown in Fig. 4, which propagates as a spherical wave towards outside from the portal. The phenomenon is closely re-

lated to the above-said compression wave which pushes away the air just outside of the portal.

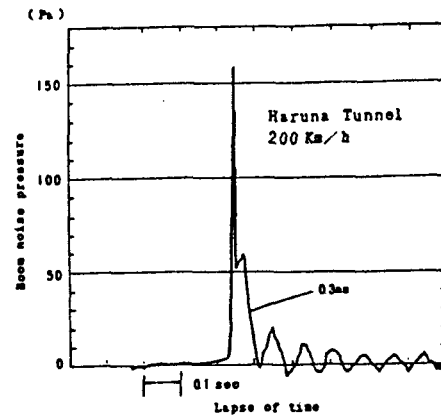


Fig. 4 Triangular pressure pulse

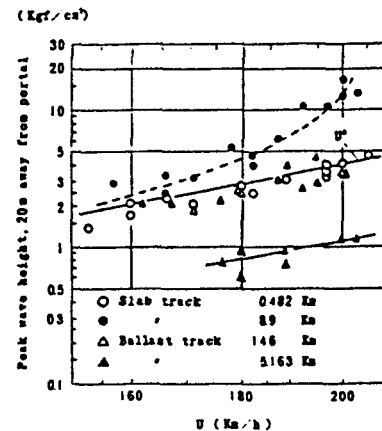


Fig. 5 Peak value of pressure pulse increasing with train speed

The peak of pressure pulse increases theoretically in proportion to the cubic of train speed, but increases more rapidly when inner surface of tunnel is relatively smooth, as shown in Fig. 5. The maximum peak value ever recorded is almost equivalent to that of sonic booms generated by a low-altitude supersonic flight of plane, which is strictly controlled in many countries.

The phenomenon appeared very apparently when a slab track was first applied in San-Yo Shinkansen near Hiroshima. The effective measure to lessen the peak value was devised by OZAWA et al³⁾, that is the attachment of a larger cross-sectioned short hood at the entrance portal, as shown in Fig. 6. Fig. 7 shows a striking result obtained in applying the hood. Similar result will be obtained when adding a flared structure in the place of the hood, but the construction of such sophisticated structure is more expensive.

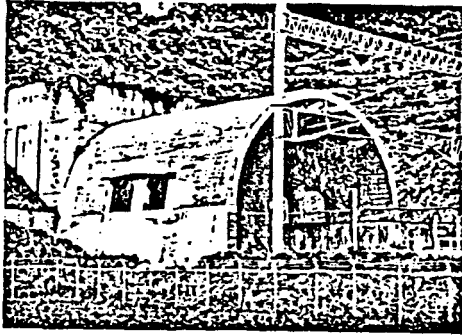


Fig. 6 Example of attachment hood

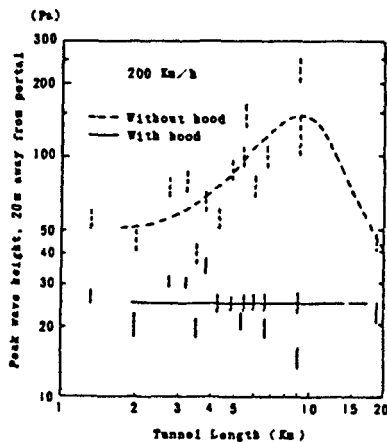


Fig. 7 Effect of attachment hood to lessen peak pressure pulse

5. VENTILATION

In the age of steam locomotives, the mechanical ventilation such as SACCARDO system in long tunnels was indispensable for the sake of removing out smokes and CO gas. Steam locomotives having disappeared nowadays, and the mechanical ventilation has almost changed its work field to road tunnels. Steam engines were replaced with diesel or electric motive powers. Only dense traffic with diesel engines in a long railway tunnel occasionally requires the mechanical ventilation.

As for electric motive powers, no mechanical ventilation is in general necessary even in a long tunnel. But in case where high-powered electric motors are used for frequent high-speed runnings, temperature rise in a tunnel might take place due to heavy consumption of energies.

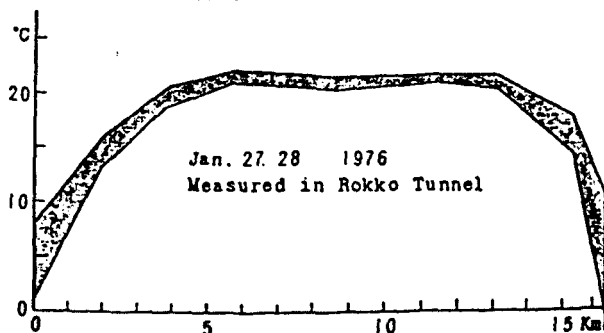


Fig. 8 Air temperature distribution in Rokko Tunnel

Fig. 8 is an example of the air temperature distribution for two days in Rokko Tunnel of 16.25 km long in San-Yo Shinkansen under the traffic of 124 trains/day in both way. This is very suggestive for the possible temperature rise in a small cross-sectioned tunnel with frequent high-speed trains. When the amount of air draught by piston effect of trains and by natural pressure difference between portals, some backing as mechanical ventilation will be necessary, which at the same time will serve for prevention of damages due to fire smoke.

6. CONCLUSION

Some peculiarities and necessary consideration for design of railway tunnel, mainly for high-speed use, have been discussed so far. The same holds essentially for tunnels of medium-speed railway. It is only the difference of distance to the technical limit or to the threshold value. Today, implementation or planning of high-speed railway projects are seen in many countries. Special emphases on the aerodynamic consideration are put for planners and designers of high-speed railway tunnels.

REFERENCES

- 1) T. HARA, M. KAWAGUCHI, G. FUKUCHI, A. YAMAMOTO: Aerodynamics of high-speed train, "High-speeds" Symposium, IRCA-UIC(Vienna 1968)
- 2) B. DAYMAN, A. E. VARDY: Alleviation of Tunnel Entry Pressure Transient, Proc. 3rd Int. Symp. on the Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels, BHRA Fluid Eng. 1979.
- 3) S. OZAWA: Countermeasures to Reduce Booms from Exits of Shinkansen Tunnels, Japanese Railway Engineering, Vol. 24 No. 2 1984.

DEBER : 465 ✓

05. DEZEMBER 1988

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN

